TUGAS AKHIR – RC14-1501

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF *TUNED MASS DAMPER* PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN BEBAN GEMPA

IKRA MUHAMMAD
NRP. 3116 105 024

Dosen Pembimbing 1 :
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Dosen Pembimbing 2 :
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo Masiran, MS

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

TUGAS AKHIR – RC14-1501

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF *TUNED MASS DAMPER* PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN BEBAN GEMPA

IKRA MUHAMMAD
NRP. 3116 105 024

Dosen Pembimbing 1 :
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Dosen Pembimbing 2 :
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo Masiran, MS

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

Halaman ini sengaja dikosongkan

FINAL PROJECT – RC14-1501

STUDY EFFECTIVENESS OF PASSIVE TUNED MASS DAMPER IMPLEMENTED IN *GALERI CIUMBULEUIT* BUILDING UNDER EARTHQUAKE FORCE

IKRA MUHAMMAD
NRP. 3116 105 024

Supervisor 1 :
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Supervisor 2 :
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo Masiran, MS

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Earth Science, Civil, and Environmental Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

Halaman ini sengaja dikosongkan

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF *TUNED MASS DAMPER*PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN BEBAN GEMPA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
IKRA MUHAMMAD
NRP. 3116 105 024

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D ..... (Pembimbing I)

2. Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M, MS..... (Pembimbing II)

Surabaya

Juli, 2018

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF *TUNED MASS DAMPER* PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN BEBAN GEMPA

Nama Mahasiswa : Ikra Muhammad
NRP : 03111645000024
Dosen Pembimbing : 1. Prof.Tavio, ST.,MT.,Ph.D
2. Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M, MS

Abstrak

Gempa bumi besar sering terjadi di Indonesia. Untuk meningkatkan performa bangunan serta menghindari keruntuhan, alat peredam pasif tambahan *Tuned Mass Damper* (TMD) dapat diterapkan pada struktur. Dalam studi ini, gedung yang semula menggunakan dinding geser untuk menyediakan performa seismik diubah menjadi gedung rangka pemikul momen dan dilengkapi dengan TMD. Dengan menggunakan program bantu SAP2000 dan ETABS, dua buah model bangunan didesain dan dianalisa respon strukturnya. Hasil analisa menunjukan bahwa kedua sistem sturktur telah memenuhi semua kriteria desain yang disyaratkan oleh peraturan gempa Indonesia SNI 1726:2012. Pada struktur rangka momen, TMD dengan rasio massa 0,6% telah mampu meningkatkan kinerja seismik stukrtur sehingga mencapai batas aman. Adapun studi komparasi yang dilakukan menunjukan bahwa struktur *dual system* dalam semua kriteria desain yang ditinjaun, memiliki performa lebih baik dari struktur TMD. Salah satu yang menjadi perhatian utama dalam analisa yakni deformasi struktur. Dengan adanya kekakuan besar yang disediakan oleh dinding geser, struktur *dual system* memiliki deformasi yang lebih kecil ketimbang struktur rangka+TMD.

Kata Kunci: **Tuned Mass Damper, Sistem Ganda, Sistem Rangka Pemikul Momen, Respon Dinamik Stuktur**

Halaman ini sengaja dikosongkan

STUDY EFFECTIVENES OF PASSIVE TUNED MASS DAMPER IMPLEMENTED IN *GALERI CIUMBULEUIT* BUILDING UNDER EARTHQUAKE FORCE

Name : **Ikra Muhammad**
NRP : **03111645000024**
Supervisor : **1. Prof.Tavio, ST.,MT.,Ph.D**
2. Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M, MS

Abstract

Earthquake commonly occurs in Indonesia. To avoid the collapsing of building and to provide the best performance under a heavy earthquake, Tuned Mass Damper (TMD) can be implemented in structure. In this research, the building structure which is originally use sheer wall as an earthquake resisting component will become an object. Sheer wall component in the original building will removed, and as a compensation, TMD device will utilized and placed at a top floor of the building. Using computer simulation program SAP2000, two building model, original building-sheer wall system and new ordinary frame building system equipped with TMD are observed. Some building responses, i.e. 'Floor Deformation and Drift', 'Inertial Forces', 'Base Reaction', and 'Service limit and Ultimate Limit Performance' of two building model are observed and compared. The result show that the building with 0,6% TMD can effectively control all the responses and has better performance compare to building-sheer wall system in three variable, i.e. 'Base Reaction', 'Inertial Forces', and 'Service and Ultimate Limit Performance'. Due to its great stiffness providing by sheer wall component attached in the structure, building-sheer wall system can control 'Floor Deformation and Drift' response better than TMD-System.

Keywords : ***Tuned Mass Damper*, Dual System, Moment Frame Resisting System, Dinamic Response of Structure**

Halaman ini sengaja dikosongkan

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T, atas petunjuk dan kemudahan-Nya, Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **Studi Efektifitas Penggunaan Peredam Pasif Tuned Mass Damper Pada Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit yang Dikenakan Beban Gempa.**

Shalawat serta salam semoga selalu tercurah kepada nabi besar Muhammad SAW.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D dan Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
3. Teman - teman seperjuangan dan rekan - rekan mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil FTSLK-ITS 2016.

Penulis Menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Juli 2018

Ikra Muhammad

‘Halaman ini sengaja dikosongkan’

DAFTAR ISI

BAB IV DESAIN DAN ANALISA STRUKTUR

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN STUDI

DAFTAR GAMBAR

DAFTAR TABEL

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Untuk meningkatkan performa struktur sekaligus meminimalisasi penggunaan material lebih banyak, sebuah gedung dapat dilengkapi dengan komponen peredam tambahan. Gagasan tersebut, melengkapi struktur dengan peredam tambahan, merupakan solusi efektif ketika gedung yang menerima beban dinamik—seperti gempa dan angin—memiliki respon yang tidak dikehendaki desainer, sebagai contoh, simpangan lantainya terlalu besar.

Pemanfaatan peredam tambahan untuk merespon beban dinamik bukanlah lagi hal baru. Sejak pertama kali digunakan, teknologi peredam telah teruji mampu mengurangi dampak beban dinamis. Salah satu sistem peredam yang efektif digunakan pada gedung yaitu peredam pasif *tuned mass damper*. Sistem tersebut diaplikasikan di menara Taipei 101 berupa bola pendulum masif seberat kurang lebih 350 ton. *Tuned mass damper* yang ditempatkan di puncak lantai mampu mengurangi gerakan periodik struktur berlebihan akibat beban angin yang besar. Jika komponen *tuned mass damper* tersebut ditiadakan, sementara desainer tetap merancang struktur Taipei 101 sebagaimana ketika terdapat *tuned mass damper* dibagian puncaknya, stuktur akan berdeformasi secara berlebihan ketika merespon beban lateral yang besar seperti angin topan.. Untuk mendapatkan performa yang diinginkan tanpa adanya tambahan sokongan dari peredam tambahan atau *tuned mass damper*, desainer Taipei 101 harus meningkatkan kapasitas kekuatan struktur yang pada gilirannya akan berdampak pada bentuk arsitektural bangunan tersebut serta pengguaan material struktur yang lebih banyak.

1.2 Rumusan Masalah

Berikut merupakan rumusan masalah dalam pengerjaan tugas akhir ini

1. Bagaimana respon struktur Galeri Ciumbuleuit sebelum dan sesudah digunakannya peredam *Tuned Mass Damper*.
2. Bagaimana implementasi paling efektif *tuned mass damper* pada gedung Galeri Ciumbuleuit?
3. Bagaimana pengaruh penggunaan peredam *tuned mass damper* (TMD) terhadap stuktur gedung ketika beban gempa terjadi, ditinjau dari besar gaya dalam, deformasi, reaksi tumpuan, dan kinerja batas layan serta batas ultimit, jika dibandingkan dengan kondisi struktur tanpa penggunaan TMD?

1.3 Tujuan Tugas Akhir

Berikut merupakan tujuan dari tugas akhir ini

1. Membandingkan respon struktur gedung Galeri Ciumbuleuit sebelum dan sesudah penggunaan peredam *Tuned Mass Damper*.
2. Merencanakan komponen *tuned mass damper* pada struktur gedung serta bagaimana mengaturnya hingga memberikan efek yang diinginkan. Perencanaan akan meliputi, massa beban *damper*, kekauan, redaman, serta lokasi penempatannya pada struktur gedung.
3. Menganalisa pengaruh *tuned mass damper* pada perilaku struktur gedung ketika terjadi beban dinamik (gempa), meliputi besar gaya dalam, deformasi, reaksi tumpuan, dan kinerja batas layan serta batas ultimit

1.4 Lingkup Studi

Berikut ini merupakan batasan-batasan masalah

1. Studi dibatasi pada stuktur beton bertulang dengan konfigurasi dengan ketinggian dibatasi sampai 30 m.
2. Struktur gedung yang digunakan untuk perancangan adalah bangunan eksisting. Data gambar struktur digunakan sebagai acuan pemodelan struktur menggunakan program ETABS.
3. Dua buah pemodelan yang salah satunya menggunakan *tuned mass damper*, akan dianalisa dan dibandingkan.
4. Sistem TMD yang digunakan merupakan peredam pasif yang terdiri dari massa dan pegas.
5. Tidak meninjau pengaruh penggunaan *tuned mass damper* dari segi ekonomis atau biaya bangunan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Untuk melakukan analisa terhadap struktur yang dikenai beban gempa, baik yang dilengkapi dengan atau tanpa komponen *Tuned Mass Damper*, perlu dilakukan pemodelan. Pemodelan tersebut berupa bangunan beton bertulang dengan banyak tingkat. Dalam Tugas akhir ini, stuktur yang akan dijadikan objek studi merupakan bangunan sistem ganda (struktur berupa rangka beton bertulang dan dinding geser. Dengan adanya peredam TMD, dinding geser akan dihilangkan.

2.2 Sistem Dinamik Struktur

Sistem dinamik struktur bertingkat dapat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu stuktur teredam dan tidak teredam.

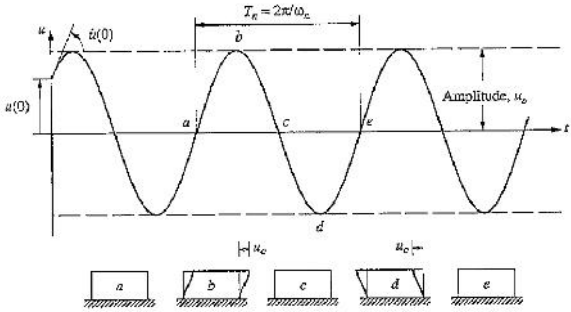
2.2.1 Sistem Tak Teredam

Sebuah struktur dikatakan dapat *bergetar bebas* ketika sistem 'diganggu' dari posisi keseimbangan statiknya sehingga mampu bergetar tanpa diperlukannya pengaruh eksitasi dinamik dari luar. Sebuah sistem struktur yang diidealisasikan tanpa redaman, ketika mendapatkan eksitasi (beban luar), akan berosilasi terus menerus dengan amplitudo konstan dalam frekwensi naturalnya.

Tanpa adanya redaman struktur (C = 0), massa struktur pada **Gambar 2.1** akan bergetar secara kontinyu dalam posisi kesetimbangan yang tetap. Bagian a-b-c-d-e menggambarkan kurva perpindahan waktu dalam satu periodik getaran bebas takt teredam. Ketika gergerak ke araha kanan dari posisi kesetimbangan statiknya (posisi "a"), massa akan akan menyimpang hingga mencapai perpindahan maksimum posisitif (u_o) pada posisi "b".

Ketika kecepatan (Ů) nol, massa akan kembali ke poisis semula “c” dengan kecepatan maksimum yang membawa massa bergerak ke arah kiri dan mencapai perpindahan maksimum posisif ($-u_o$) di posisi “d”. Ketika mencapai posisi tersebut, kecepatan akan kembali nol, hingga akhirnya massa akan beregerak kembali ke arah kanan menuju keseimbangannya di poisis “e”.

Siklus a-b-c-d-e ditempuh dalam 1 periode getar (T). Keadaan perpindahan dan kecepatan dari poisis “a” sama dengan pada saat posisi “e”. Siklus tersebut akan berlangsung berkelanjutan tanpa henti (Chopra, 2007).



Gambar 2. 1 Kurva Getaran pada Struktur Tanpa Redaman (Chopra : 2007)

Persamaan gerak untuk sistem dinamis bebas tanpa redaman tersebut dapat diekspresikan sebagai berikut :

$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0$

Dimana, $m\ddot{u}(t)$ = Percepatan Gerak

$ku(t)$ = Perpindahan gerak

2.2.2 Sistem dengan redaman

Pada dasarnya, semua struktur memiliki redaman. Pengalaman membuktikan bahwa mustahil memiliki sistem yang bergerak dalam kondisi ideal seperti yang dijelaskan pada **Gambar 2.2** Gaya berupa friksi atau redaman selalu ada pada sistem yang bergerak. Gaya tersebut akan mendisipasi energi; lebih rinci, keberadaan gaya tersebut akan mentransformasi energi potensial dari gerakan menjadi bentuk energi lain, contohnya panas.

Mekanisme transformasi energi ini cukup kompleks dan belum sepenuhnya dapat dipahami pada saat ini. Sehingga perlu adanya asumsi-asumsi untuk melakukan analisa.

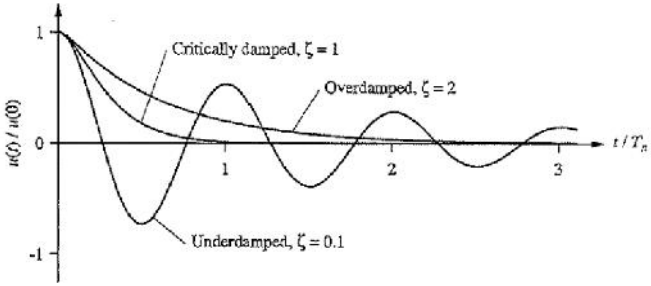
Persamaan (2.1) menggambarkan gerak tanpa redamana. Dengan adanya peredam, persamaan gerak akan menjadi :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t)$$

Dimana, $m\ddot{u}(t)$ = Percepatan Gerak

$ku(t)$ = Perpindahan gerak

$c\,\dot{u}(t)$ = Redaman

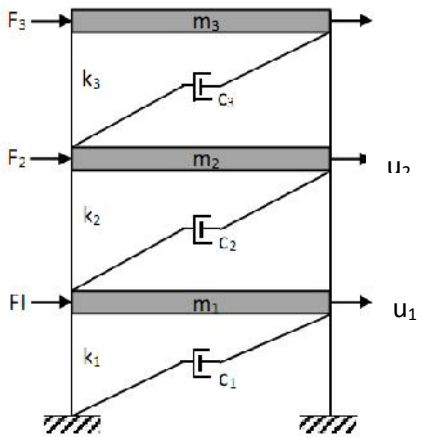


Gambar 2. 2 Kurva Getaran pada stuktur teredam (Chopra : 2007)

Gambar 2.2 Menunjukan kuva gerak yang disebabkan perpindahan awal dengan tiga variasi nilai ξ (rasio redaman). ξ =1 menunjukan bahwa sistem mengalami redaman kritis, dimana c sistem = c_{cr} (redaman kritis). Pada kondisis ini, sistem akan kembali k posisi semula tanpa mengalami osilasi sama sekali. Jika c > c_{cr} atau ξ > 1,sama seperti pada kondisi teredam kritis (c = c_{cr}) sistem tidak akan berosilasi, akan tetapi, sistem akan kembali ke posisis semula dengan waktu yang lebih lambat. Jika c<c_{cr} atau ξ < 1, sistem tetap mengalami osilasi, hanya saja secara progresif amplitudonya akan terus menurun.

2.2.3 Sistem Struktur Berderajat Kebebasan Banyak yang Teredam

Pada pembahasan sebelumnya, telah dijelaskan sistem terdam dan tidak teredam. Pada bagian ini, akan dijelaskan sistem teredam dari stuktur bertingkat yang memiliki derajat kebebasan banyak.



Gambar 2. 3 Bangunan dengan banyak derajat kebebasan (MDOF)

Gambar 2.3 menunjukan sebuah sistem struktur dengan redaman (*viscous damping*) yang dikenakan beban dinamik luar. Persamaan gerak untuk sistem tersebut dapat dituliskan sebagai berikut :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F$$

Dimana :

M = matriks massa

K = matriks kekakuan

C = matriks redaman

$\ddot{U}$= matriks percepatan

$\dot{U}$= matriks kecepatan

U = matriks perpindahan

Persamaan tersebut dapat dituliskan seperti berikut :

$$m_1\ddot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - c_2\dot{u}_2 + (k_1 + k_2)u_1 - k_2u_2 = F_1$$
$$m_2\ddot{u}_2 + (c_2 + c_3)\dot{u}_2 - c_2\dot{u}_1 - c_3\dot{u}_3 + (k_2 + k_3)u_2 - k_2k_1 - k_3u_3 = F_2$$
$$m_3\ddot{u}_3 + c_3\dot{u}_3 - c_3\dot{u}_2 + k_3u_3 - k_3u_2 = F_3$$

Dalam bentuk matriks:

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_1 + c_2 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 + c_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_1 + k_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{pmatrix}\begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{pmatrix}$$

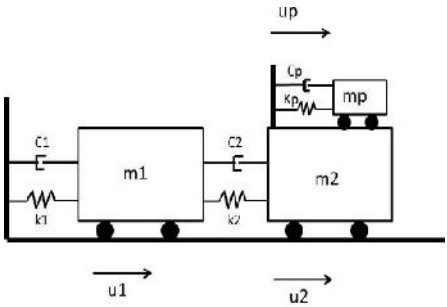
2.3 Sistem Bangunan Berperadam Tambahan *Passive Tuned Mass Damper* (PTMD)

Vibrasi pada struktur disebabkan oleh beban dinamik yang terjadi. Ketika gedung di desain secara konvensional, tidak ada jaminan saat terjadi beban gempa struktur akan merespon secara dinamis sesuai dengan yang dikehendaki dimana kenyamanan, keamanan, serta aspek ekonomis dapat tetap terjaga dengan baik. Untuk mengatasi hal tersebut, berbagai jenis sistem peredam gempa telah dikenalkan dan secara luas diaplikasikan. Salah satu sistem peredam gempa, yang selanjutnya akan menjadi fokus pembahasan pada studi ini adalah sistem pasif *tuned mass damper*.

2.3.1 Prinsip Kerja *Tuned Mass Damper* (TMD)

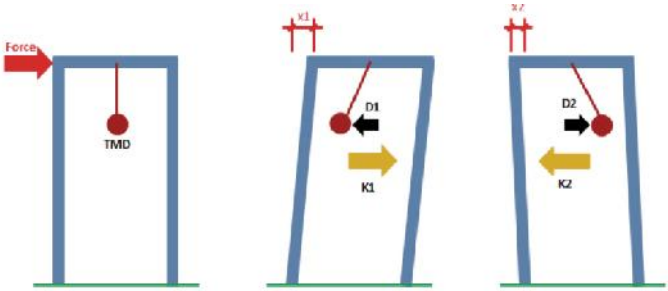
TMD adalah perangkat tambahan yang ditempatkan pada struktur utama untuk mengurangi respon dinamik pada struktur. Sistem TMD secara praktis diterima luas sebagai strategi untuk mengontrol struktur dan mempertahankan fleksibilitas, terutama untuk bangunan tingkat tinggi (Chey, 2007).

TMD dalam bentuk yang paling sederhana hanya terdiri dari benda dengan massa tertentu(m_d), pegas (k_d), dan peredam /*dashpot* (c_d) yang diaplikasikan ke sruktur utama, biasanya di bagian puncak struktur, seperti ditunjukan oleh model matematis pada gambar 2.6.



Gambar 2. 4 Model Matematis Penempatan TMD

Pada dasarnya, mekanisme kerja TMD yaitu mengabsorbsi getaran dinamis. TMD memiliki massa m_p relatif jauh lebih kecil dari pada massa struktur utama, serta pegas dengan kekakuan k_p. Komponen tersebut ditempatkan pada struktur utama dengan massa m yang memiliki kekakuan k. Dalam pengaruh gaya eksternal sinusoidal Po sin ωt, massa utama (m) akan tetap dalam keadaan diam ketika freakwensi natural dari peredam (TMD) sama dengan frekwensi beban luar (gempa atau angin) yang terjadi, yaitu $\omega_n = \omega_p = \overline{kp/mp}$. Gaya eksternal ini, Po sin ωt, yang terjadi pada massa utama akan dinetralkan oleh gaya perlawanan dari massa damper.



Gambar 2. 5 Ilustrasi Kerja TMD (Brewer : 2017)

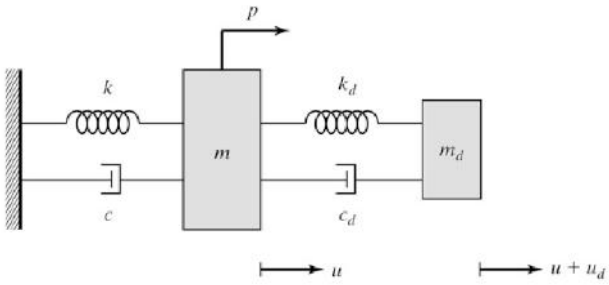
Chey (2007) menjelaskan secara teoritis bahwa dengan menyetel frekwensi TMD sama atau mendekati frekwensi natural struktur, ketika terjadi vibrasi pada struktur, sebagai contoh vibrasi akibat angin, TMD akan bergerak pada arah yang berlawanan dengan bangunan, menjaga deformasi struktur tetap atau mendekati nol. Frekwensi dari TMD diatur agar sesuai dengan frekwensi struktur utama, sehingga ketika terjadi vibrasi frekwensi tersebut terlampaui, TMD akan beresonansi dan pada arah yang berlawanan dari gerakan struktur (Connor, 2014). Gambar 2.8 menunjukan secara skematis bagaimana TMD bekerja pada struktur.

Ketika terjadi dorongan akibat angin atau gempa dan gedung mulai berosilasi atau bergoyang, energi kinetik dari struktur utama akan membuat TMD bergerak. Jika struktur terdorong dan bergerak ke arah kanan (Gambar 2..a), TMD akan secara simultan bergerak pada arah kiri, menjaga perpindahan horizontal tetap atau mendekati nol. Jika frekwensi keduanya berbeda secara signifikan, TMD pada awalnya akan terdorong pada arah yang berlawanan dengan struktur, akan tetapi setelahnya, sebagai contoh, TMD justru akan mendorong struktur searah dengan dorongan angin sehingga gedung akan mengalami simpangan yang lebih besar (Brewer Smith Brewer Group, 2017).

Efektifitas dari TMD akan sangat tergantung dari parameter-parameter TMD, yaitu rasio massa TMD terhadap massa struktur, rasio frekwensi TMD terhadap frekwensi struktur yang secara ideal sebesar satu, dan rasio redaman yang diberikan TMD.

2.3.2 Teori TMD Sebagai Peredam Struktur

Connor (2014) menjelaskan toeri penerapan TMD pada struktur. Tinjau skema struktur berderajat kebebasan tunggal yang teredam berikut ini.

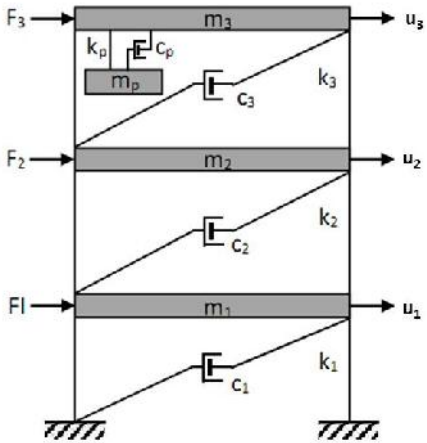


Gambar 2. 6 Sistem struktur SDOF – TMD (Connor :2007)

Konsep dari struktur yang dilengkapi dengan TMD diilustrasikan sebagai dua buah sistem massa. Asumsikan struktur utama menerima gaya external dan gerakan tanah. Persamaan gerak dari sistem dapat dituliskan sebagai berikut.

$$m_d\ddot{u}_d + c_d\dot{u}_d + k_d u_d + m_d\ddot{u} = -m_d a_g$$
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku - c_d\dot{u}_d - k_d u_d = -ma_g + p$$

Dalam sistem tersebut, notasi “d” mengacu pada TMD. Struktur utama terdiri atas massa *m*, kekakuan pegas *k*, dan redaman *c*. TMD terdiri atas massa m_d, kekauan k_d, dan redaman damper c_d. Selanjutnya, akan dijelaskan secara umum penerapan TMD pada lantai teratas dari bangunan dengan 3 DOF.



Gambar 2. 7 Implementasi TMD pada strukur pada bangunan 3 lantai

Sistem 2 DOF dengan massa damper dipasang pada bagian atapnya, akan dikenalkan untuk menjelaskan konsep dasar kerja TMD. Pengembangan persamaan gerak untuk sistem dengan beban gempa:

$$m_1\ddot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - c_2 u_2 + (k_1 + k_2)u_1 - k_2 u_2 = -m_1\ddot{u}_g$$
$$m_2\ddot{u}_2 - c_2\dot{u}_1 + (c_2 + c_3)\dot{u}_2 - c_2\dot{u}_3 - k_2 u_1 + (k_2 + k_3)u_2 - k_3 u_3 = -m_2\ddot{u}_g$$
$$m_3\ddot{u}_2 - c_3\dot{u}_2 + (c_3 + c_p)\dot{u}_3 - c_p\dot{u}_p - k_3 u_2 + (k_3 + k_p)u_3 - k_p u_p = -m_3\ddot{u}_g$$
$$m_p\ddot{u}_p - c_p\dot{u}_3 + c_p\dot{u}_p - k_p u_3 + k_p u_p = -m_p\ddot{u}_g$$

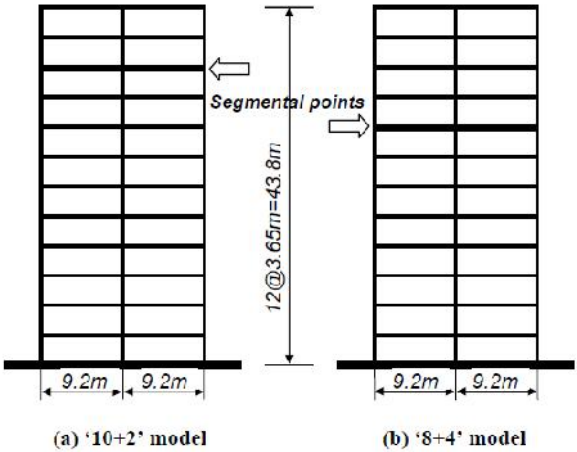
Persamaan tersebut dituliskan dalam bentuk matriks:

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_p \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \\ \ddot{u}_p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_1 + c_2 & -c_3 & 0 \\ 0 & -c_3 & c_3 + c_p & -c_p \\ 0 & 0 & -c_p & c_p \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \\ \dot{u}_p \end{pmatrix} +$$
$$\begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_1 + k_2 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_p & -k_p \\ 0 & 0 & -k_p & k_p \end{pmatrix}\begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -m_1\ddot{u}_g \\ -m_2\ddot{u}_g \\ -m_3\ddot{u}_g \\ -m_p\ddot{u}_g \end{pmatrix}$$

2.3.3 Penerapan TMD pada Gedung Bertingkat

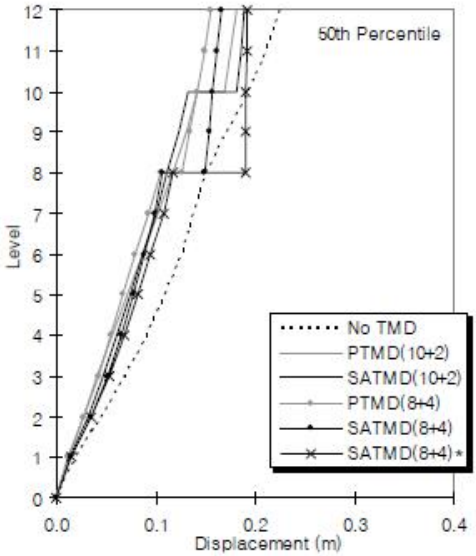
Untuk mengurangi respon akibat beban angin dan beban seismik, TMD telah banyak digunakan di berbagai gedung bertingkat. Untuk mengurangi simpangan atap, pada umumnya TMD ditempatkan pada lantai-lantai atas. Chey (2007) dalam thesisnya telah melakukan penelitan untuk mengetahui pengaruh lokasi penempatan TMD dan SATMD (*Semi-Active Tuned Mass Damper*) terhadap efektifitas performanya. Untuk mengetahui kinerja baik TMD dan SATMD, 4 (empat) buah model struktur

dianalisa dan dibandingkan. Keempat model bangunan merupakan gedung sama yang terdiri atas 12 lantai.



Gambar 2. 8 Implementasi TMD pada strukur pada bangunan 3 lantai (Chey : 2007)

Pada model pertama (PTMD 10+2), struktur dilengkapi TMD yang diletakan pada lantai ke-10. Sedangkan pada model kedua (SATMD 10+2), struktur dilengkapi SATMD yang juga diletakan pada lantai ke-10. Berurutan pada model ketiga (PTMD 8+4) dan keepat (SATMD 8+4), TMD dan SATMD diletekan pada lantai ke-8. Dengan modal analisis, didapat hasil simpangan antar lantai dan gaya geser sebagai berikut.



Gambar 2. 9 Efek TMD Dalam Mengurangi Simpangan Bangunan

Dari hasil penelitian tesebut, didapatkan bahwa PTMD yang diletakan pada lantai ke-8 menghasilkan deformasi atap paling kecil. Selain menganalisa performa PTMD dan SATMD terhadap deformasi atap, dilakukan juga analisa terhadap parameter-parameter lain yaitu gaya geser kolom, rasio drift antar lantai, serta percepatan, dengan hasil yang secara tidak tentu menunjukan baik PTMD maupun SATMD yang diletakan pada lantai ke-8 atau pun ke-10 mampu menghasilkan performa yang efisien.

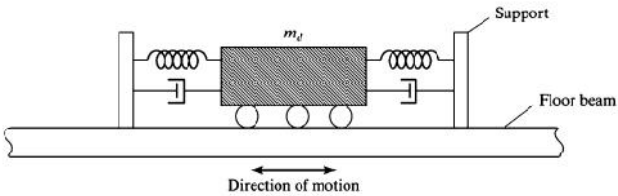
Hasil penelitian tersebut meyimpulkan bahwa performa TMD, baik *Pasif Tuned Mass Damper* (PTMD) maupun *Semi Active Tuned Mass Damper* (SATMD) selain dipengaruhi oleh lokasi penempatan, juga sangat dipengaruhi oleh parameter-parameter TMD yang terdiri atas massa, redaman, dan kekakuan. Khusus

untuk SATMD, gaya awal (Initial Force) yang diberikan untuk mengaktifkan TMD pun menjadi faktor yang sangat berpengaruh.

Secara umum terdapat dua jenis TMD yang telah diterapkan pada gedung-gedung bertingkat, *translational tuned mass damper* atau TMD translasi, dan *pendulum tuned mass damper* atau PTMD.

2.3.3.1 TMD Translasi

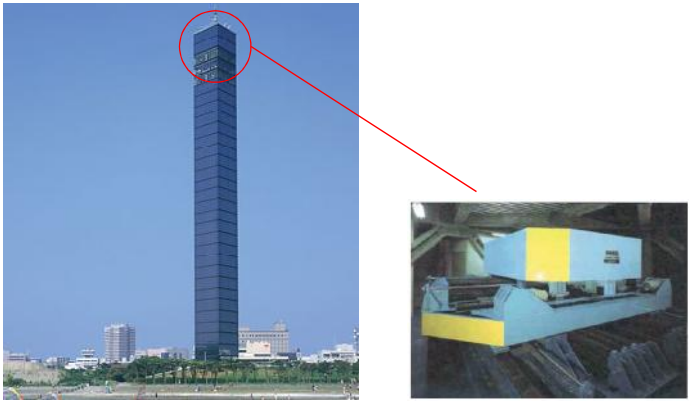
Gambar 2.7 memberikan ilustrasi dari TMD translasi. Massa diletakan pada penumpu rol yang memungkinkan pergerakan bebas pada arah lateral relativ terhadap lantai. Pegas dan peredam dipasang antara massa dan penyangga vertikal (*support*) yang berfungsi mentransmisikan gaya lateral dari TMD menuju lantai, kemudian menuju stuktur utama. Umumnya massa dapat bergerak pada dua arah orthogonal sehingga menyediakan kemampuan kontrol pada dua arah sumbu (sumbu x dan sumbu y).



Gambar 2. 10 Skema TMD Translasi

Gedung *Chiba Port Tower* adalah gedung pertama di Jepang yang dilengkapi dengan TMD. Struktur dengan ketinggian 125 m ini memiliki periode ragam pertama dan kedua berturut-turut sebesar 2,25 detik dan 0,51 detik pada arah x, 2,7 detik dan 0,57 detik pada arah y. Tujuan dari pemasangan TMD adalah untuk meningkatkan redaman (*damping*) pada arah x dan y. Sistem TMD tersebut (Gambar 2.8) memiliki : rasio antara massa damper dengan modal

massa struktur pada ragam kesatu sekitar 1 : 120 arah x dan 1 : 80 arah y; Periode pada arah x dan y berurutan sebesar 2,24 detik dan 2,27 detik; dan rasio redaman 15%. TMD tersebut mampu mereduksi perpindahan atap sebesar 40% dan mereduksi bending momen maksimal 30%.

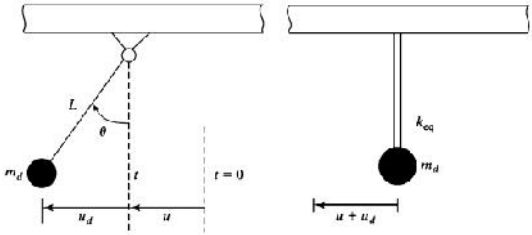


Gambar 2. 11 TMD Translasi pada Gedung Chiba Port Tower

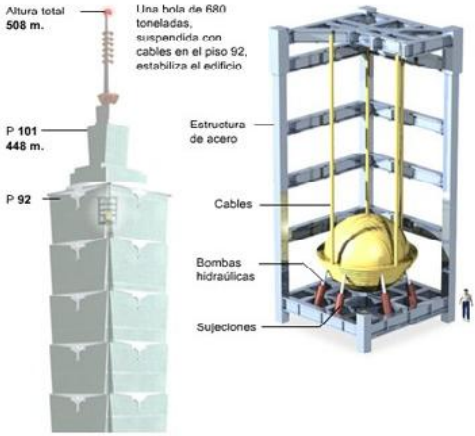
2.3.3.2 Pendulum TMD

Dalam banyak kasus, massa TMD dapat menjadi sangat besar. Untuk mengatasi hal tersebut, massa diletakan pada sistem kabel sehingga perilakunya akan serupa dengan pendulum. Gambar 2.9 menunjukan sistem pendulum sederhana yang diterapkan pada lantai struktur. Pada sistem ini, periode natural TMD dipengaruhi oleh panjang kabel penggantung. Hal tersebut dapat menjadi kendala jika panjang kabel *L* yang dibutuhkan lebih besar dari tinggi lantai.

Taipei 101 DI Taiwan adalah salah satu gedung yang memanfaatkan PTMD untuk meredam beban seismic dan angin. Perangkat tersebut (Gamba 2.14) direncanakan mampu mereduksi deformasi akibat angin sampai sebesar 30%, disamping juga melawan beban gempa 2500 tahunan.



Gambar 2. 12 Skema PTMD



Gambar 2. 13 Implementasi PTMD pada Struktur Gedung Taipei 101

2,4 Konsep Bangunan Tahan Gempa

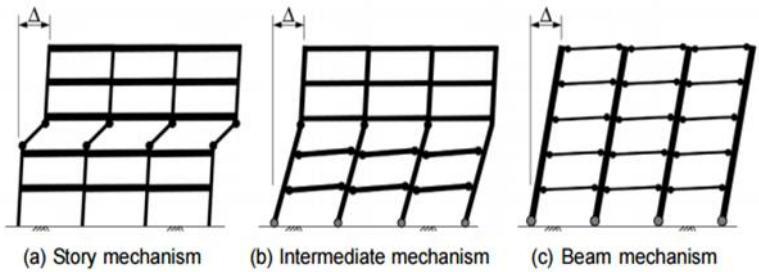
Suhaimi (2014) mengatakan bahwa tujuan utama dalam membangun struktur gedung tahan gempa adalah mencegah adanya korban jiwa akibat keruntuhan saat terjadi gempa serta memperkecil kerugian harta benda. Akan tetapi, mendesain bangunan menjadi sangat kuat hingga bahkan tidak terjadi kerusakan kecil saat terjadi gempa besar justru akan menyalahi prinsip lain, yaitu aspek ekonomis. Dengan demikian, perlu dipahami konsep atau filosofi bangunan tahan gempa yaitu sebagai berikut :

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat atau medium, bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

2.4.1 Konsep Desain Kapasitas

Imran (2008) memberikan penjelasan bagaimana cara mendesain bangunan yang aman dengan konsep desain kapasitas. Dalam perencanaan struktur, perencanaan *limit states design*nya disebut *Capacity Design* atau desain kapasitas yang berarti bahwa ragam keruntuhan struktur akibat pembebanan yang besar ditentukan lebih dahulu dengan elemen-elemen kritisnya dipilih sedemikian rupa agar mekanisme keruntuhannya dapat memancarkan energi yang sebesar-besarnya. Agar elemen-elemen kritis dapat dijamin pembentukannya secara sempurna maka elemen-elemen lainnya

harus direncanakan khusus, agar lebih kuat dibandingkan elemen-elemen kritis. Salah satu filsafat yang dikenal dalam perencanaan *capacity design* disebut Kolom Kuat-Balok Lemah.



Gambar 2. 14 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal

Gambar 2.4 menunjukan beberapa mekanisme keruntuhan yang terjadi pada Gedung. Secara global, mekanisme keruntuhan yang paling ideal dan menghasilkan perilaku histeris yang stabil adalah mekanisme *beam sway* (Gambar 2.4-c). Pada mekanisme ini, sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dan di dasar kolom bawah. Untuk menghasilkan perilaku histeris yang stabil, pembentukan sendi plastis haruslah didominasi oleh perilaku lentur. hal ini hanya dapat dicapai melalui menerapan persyaratan-persyaratan *detailing* penulangan yang terencana dengan baik (Hendrik, 2014).

2.4.2 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa

(Hendrik, 2014) menjelaskan bahwa acuan dalam dalam perencanaan bangunan beton bertulang tahan gempa di Indonesia adalah SNI gempa (SNI 1726-2012) dan SNI Beton (SNI 2847:2013). Aturan *detailing* pada dasarnya diatur dalam SNI Beton Pasal 21. Berdasarkan aturan ini, *detailing* dibedakan berdasarkan ketegori desain seismim (KDS) yang dikenakan pada

bangunan. Tabel 2.1 memperlihatkan korelasi terminology kegempaan dalam beberapa aturan SNI yang ada, termasuk SNI yang baru.

Tabel.2.1 Korelasi Terminologi Kegempaan dalam Beberapa Aturan yang Ada

Standar atau Aturan	Tingkat Risiko Seismik atau Kategori Desain Seismik (KDS)		
SNI 2847-2002	Risiko Seismik Rendah	Risiko Seismik Menengah	Risiko Seismik Tinggi
SNI 1726-2002	Zona 1,2	Zona 3,4	Zona 5,6
SNI 1726-2012 Dan, SNI 2847:2013	KDS A,B	KDS C	KDS D,E,F

Menurut SNI Gempa dan SNI Beton, struktur bangunan beton bertulang yang dikenakan KDS D,E atau F harus direncanakan dengan menggunakan sistem struktur penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan *detailing* yang khusus atau memiliki tingkat daktilitas penuh. Sedangkan bangunan yang dikenakan KDS C harus direncanakan minimum dengan menggunakan sistem struktur yang memenuhi persyaratan *detailing* menengah atau memiliki paling tidak tingkat daktilitas sedang.

Tabel.2.2 Korelasi KDS dengan Persyaratan *Detailing* dan Daktilitas

Kondisi Desain Seismik (KDS)	*Detailing* / daktilitas
C	Khusus / penuh
D,E,F	menengah / sedang

Berdasarkan SNI beton, sistem struktur dasar penahan beban lateral secara umum dapat dibedakan atas Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Sistem Dinding Struktural (SDS) (Hendrik, 2014).

2.4.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi letur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokan sebagai berikut :

1. **Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB);** Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI beton pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memilik tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
2. **Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)**; Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
3. **Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**; Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D,E atau F

Tabel 2.3 memberikan ketentuan jenis struktur yang dapat/ harus digunakan berdasarkan Kategori Desain Seismik.

Tabel.2.3 Korelasi KDS dengan Jenis Struktur yang Dapat Digunakan

Kategori Desain Seismik	Jenis Struktur yang Dapat Digunaan
KDS B	Sistem Rangka Pemikul Momen - SRPMB (Pasal 21.2) - SRPMM (Pasal 21.3) - SRPMK (Pasal 21.5 – 21.8) Sistem Dinding Struktural - SDSB - SDSK (Pasal 21.9)
KDS C	Sistem Rangka Pemikul Momen - SRPMM (Pasal 21.3) - SRPMK (Pasal 21.5 – 21.8) Sistem Dinding Struktural - SDSB - SDSK (Pasal 21.9)
KDS D, E, dan F	Sistem Rangka Pemikul Momen - SRPMK (Pasal 21.5 – 21.8) Sistem Dinding Struktural - SDSK (Pasal 21.9)

2.4.2.2 Sistem Dinding Struktural

Sistem dinding struktural adalah (SDS) adalah dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa. Suatu dinding geser (*Shearwall*) pada dasarnya merupakan dinding struktural. Dinding struktural dapat dikelompokan sebagai berikut.

1. **Dinding Struktural Beton Biasa (SDBS)** : Suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI Beton pasal 1 hingga pasal 20 serta pasal 22. Sistem dinding ini memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya boleh digunakan untuk struktur bangunan yang dikenakan maksimal KDS C.

2. **Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)**; Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.

2.4.2.3 Sistem Ganda (*Dual System*)

Pada praktiknya, sistem struktur penahan beban lateral dapat dibuat sebagai sistem ganda, yaitu kombinasi dari sistem rangka penahan momen dan sistem dinding struktural. Berdasarkan peraturan SNI 1726-2012, dalam sistem ganda beban gravitasi dipikul secara lengkap oleh rangka pemikul momen, sedangkan beban lateral akibat gempa dipikul baik oleh rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka pemikul momen dengan rangka bresing. Terdapat tiga ciri dasar dari sistem ini :

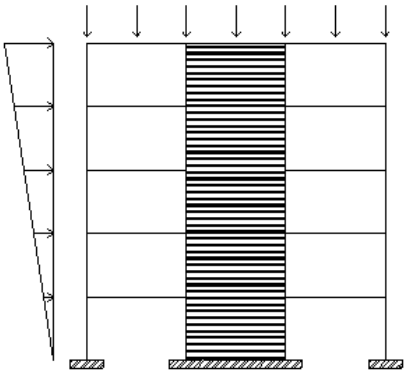
1. Rangka ruang berupa sistem rangka pemikul momen berfungsi memikul seluruh beban gravitasi.

2. Beban lateral akibat gempa dipukul oleh dinding geser atau brasing dan rangka pemikul momen. Sedikitnya 25% dari

beban dasar geser nominal harus dipikul oleh rangka pemikul momen.

3. Dinding Struktural dan Sistem Rangka Pemikul Momen direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal (V) secara proposional berdasarkan kekakuan relatifnya.

Khoirun (2014) mengatakan bahwa sistem ganda dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh daktilitas dan kekuatan sistem strutkur.



Gambar 2. 15 Sistem Ganda (Dual System) yang Terdiri Dari Rangka Pemikul Momen dan Dinding Geser (Purwono, 2005)

Gambar 2.5 menunjukan sistem ganda yang terdiri atas rangka pemikul momen dan dinding geser. Robach (2009) mengatakan bahwa gedung yang diperkaku dengan dinding geser dianggap lebih efektif daripada gedung yang hanya terdiri dari rangka kaku, dengan mempertimbangkan pembatasan kehancuran, keamanan secara keseluruhan, dan keandalan stuktur. Hal ini berdasarkan pada fakta bahwa dinding geser memiliki kekakuan lebih besar dari

pada rangka biasa sehingga dapat menahan beban lateral lebih baik dan mengurangi simpangan antar lantai.

Salah satu hal pokok yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan dinding geser pada Sistem Ganda adalah penempatan dinding geser. Dalam sistem gedung tinggi yang bentuknya tidak beraturan, seringkali terjadi eksentrisitas yang berlebihan. Eksentrisitas pada gedung terjadi karena tidak berimpitnya pusat massa dan pusat kekakuan gedung. Eksenstrisitas yang besar dapat menyebabkan rotasi pada gedung. Untuk itu, dinding geser harus ditempatkan sedemikian rupa untuk membatasai eksentrisitas itu, atau dengan kata lain agar didapatkan eksentrisitas sekecil mungkin. Selain itu, yang harus menjadi pertimbangan adalah bentuk denah gedung dan tata guna lantai, di mana dinding geser yang menerus umumnya diletakkan di dekat tangga atau lift untuk menghindari terganggunya sirkulasi ruang dan menjaga kenyamanan pengguna gedung. (robach, 2009).

Imran (2008) memberikan penjalasan mengenai perencanaan dinding geser yang baik. Sebagai elemen sturktur utama yang menahan geban gempa pada gedung bertingkat, dinding geser dapat direncanakan menggunakan dua konsep :

1. Konsep gaya dalam, dengan hanya meninjau gaya-gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gempa.
2. Konsep desain kapasitas, seperti yang tercantum pada peraturan SNI 03-2847-2013.

Konsep kedua dianggap lebih baik karena pada saat dinding geser mencapai level beban maksimum, ada kemungkinan dinding geser yang didesain dengan menggunakan konsep gaya dalam sudah mencapai level maksimum gaya gesernya, namun keruntuhan yang terjadi masih bisa bersifat daktail. Keruntuhan geser pada struktur dinding pada umumnya dapat bersifat daktil selama penulangannya dipasang dua arah dan tidak menyimpang dari rasio yang ditetapkan

2.5 Analisa Dinamik Gempa Riwayat Waktu

Gempa merupakan suatu kejadian alam yang unik, sangat tidak bisa ditentukan baik waktu kejadian, lamanya waktu berlangsung (durasi) maupun kekuatannya. Gerakan tanah akibat gempa pada umumnya lebih banyak ditujukan para percepatan tanah, sekaligus menjadi parameter utama. Percepatan tanah akibat gempa direkam secara lengkap menurut fungsi waktu selama terjadinya gerakan tanah. Parameter gerakan tenah berkembang mulai dari parameter sederhana hingga rumit (Edi, 2013).

Sejak rekaman pertama percepatan tanah akibat gempat diperoleh di Long Beach, pada peristiwa gempa California tahun 1933, telah ribuan gerakan tanah direkam dan dikumpulkan dalam satu multi institusi bernama “The Pacific Earthquake Engineering Research (PEER)”, berpusat di University of California Berkeley.

Terdapat dua pendekatan untuk memperhitungan penggaruh gaya lateral pada struktur akibat gempa, yaitu analisa secara statik ekivalen dan analisa dinamik (response spektra atau riwayat waktu). Analisa dinamik riwayat waktu, yang akan digunakan pada pengerjaan tugas akhir ini, merupakan analisa beban gempa yang paling merepresestasikan kondisi struktur saat terjadi beban gempa. Prosedur respons riwayat waktu diatur oleh **SNI 1726-2012 Pasal 11.1.**

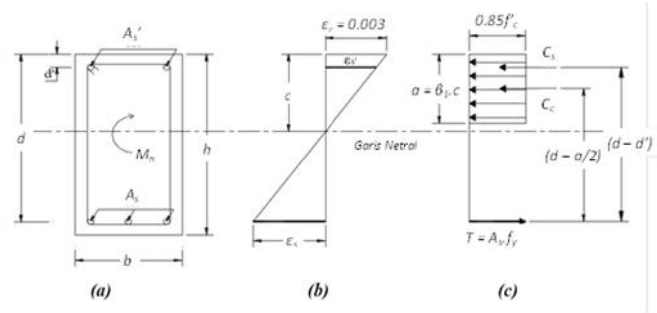
2.6 Desain Komponen Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa

2.6.1 Komponen Struktur Balok

Balok merupakan elemen lentur, yaitu elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan juga geser. Balok merupakan komponen struktur yang akan menyalurkan beban ke kolom. Balok juga merupakan bagian struktur yang digunakan sebagai penopang lantai maupun pengikat

kolom lantai atas dan berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban.

Distribusi regangan dan tegangan penampang balok untuk perhitungan tulangan komponen struktur dapat dilihat pada Gambar 2.16.



Gambar 2. 16 Distribusi Tegangan dan Regangan Penampang Balok Bertulang Ganda. (a) Potongan Penampang Balok (b) Diagram Regangan (c) Diagram Tegangan. (SNI 03-2847-2013)

2.6.2 Komponen Struktur Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Keruntuhan pada satu kolom dapat menyebabkan *collapse* pada suatu lantai dan keruntuhan seluruh struktural. Ditinjau dari pola keruntuhan material, maka keruntuhan pada kolom dibagi menjadi 3 jenis yaitu:

a. Keruntuhan *balance*

b. Keruntuhan tarik (*tension failure*)

c. Keruntuhan tekan (*compression failure*)

Tulangan lateral pada kolom memiliki peranan dalam memberikan kemampuan daktilitas pada keadaan runtuhnya. Tulangan lateral

pada kolom memiliki peranan dalam memberikan kemampuan daktilitas pada keadaan runtuhnya.

Berdasarkan SNI 2847-2013 kolom pada struktur harus ditetapkan sebagai kolom atau tingkat tidak bergoyang atau bergoyang. Suatu kolom boleh dianggap tidak bergoyang bila indeks stabilitas (Q) tidak melebihi 5 persen.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_0} \leq 0{,}05$$

Keterangan:

$\sum P_u$ = beban vertikal terfaktor total

V_{us} = gaya geser tingkat horizontal pada tingkat yang dievaluasi

Δ_0 = defleksi lateral relatif orde pertama antara tepi atas dan bawah tingkat tersebut akibat V_{us}

Semakin tinggi struktur kolom, maka kemungkinan suatu kolom runtuh yang diakibatkan oleh tekuk semakin meningkat. Kolom yang mengalami keruntuhan akibat kehilangan stabilitas lateral ini dikenal dengan istilah kolom langsing. Berdasarkan SNI 2847-2013 pengaruh kelangsingan pada suatu kolom boleh diabaikan bila:

- *Untuk komponen struktur tekan yang tidak di breising (rangka bergoyang):*

  $$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

- *Untuk komponen struktur tekan yang di breising (rangka tak bergoyang):*

  $$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12\ \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

Nilai M_1/M_2 diambil positif jika dibengkokan dalam kurvatur tunggal, dan negatif jika komponen struktur dibengkokan dalam kurvatur ganda.

Keterangan:

k = faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan pada

l_u = panjang tak tertumpu komponen struktur tekan

r = radius girasi penampang komponen struktur tekan

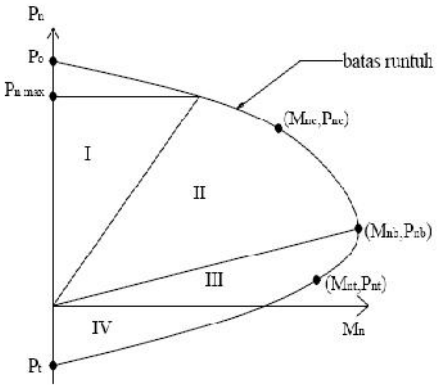
M_1 = momen ujung terfaktor yang lebih kecil pada komponen struktur tekan, diambil sebagai positif jika komponen struktur dibengkokan dalam kurvatur tunggal, dan negatif jika dibengkokan dalam kurvatur ganda.

M_2 = momen ujung terfaktor yang lebih besar pada komponen struktur tekan, jika pembebanan transversal terjadi di antara tumpuan, M_2 diambil sebagai momen terbesar yang terjadi dalam komponen struktur. Nilai M_2 selalu positif. Diambil sebagai positif jika komponen struktur dibengkokan dalam kurvatur tunggal, dan negatif jika dibengkokan dalam kurvatur ganda.

Diagram Interkasi Kolom

Diagram interaksi merupakan suatu kurva interaksi antara gaya aksial nominal (Pn) dan momen lentur (Mn) atau eksentrisitas (e) kolom. Dengan demikian maka dapat diketahui batas daerah aman kolom terhadap kombinasi beban aksial dan momen. Diagram interaksi yang biasa dikenal adalah diagram interaksi yang menggambarkan hubungan antara :

- *Pn* dan *Mn*
- *Pn* dan *e*, atau
- 1/*Pn* dan *e*



Gambar 2. 17 Daerah aman pada diagram interaksi P_n - M_n (Rafdinal : 2011)

Daerah aman dinyatakan dalam daerah I, II, III, dan IV. Daerah I dan II menyatakan kombinasi beban dengan kondisi tekan dominan. Daerah I adalah daerah yang menyatakan beban kolom dengan eksentrisitas kecil. Daerah III dan IV menyatakan kombinasi beban dengan kondisi tarik dominan. Daerah IV menyatakan kombinasi beban dengan beban aksial tarik.

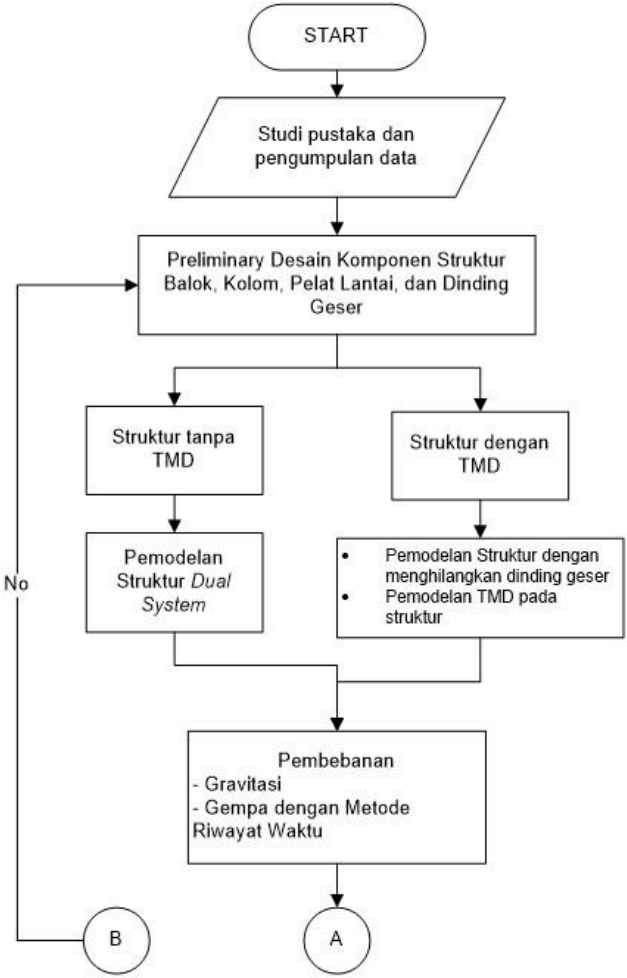
2.6.3 Komponen Dinding Geser

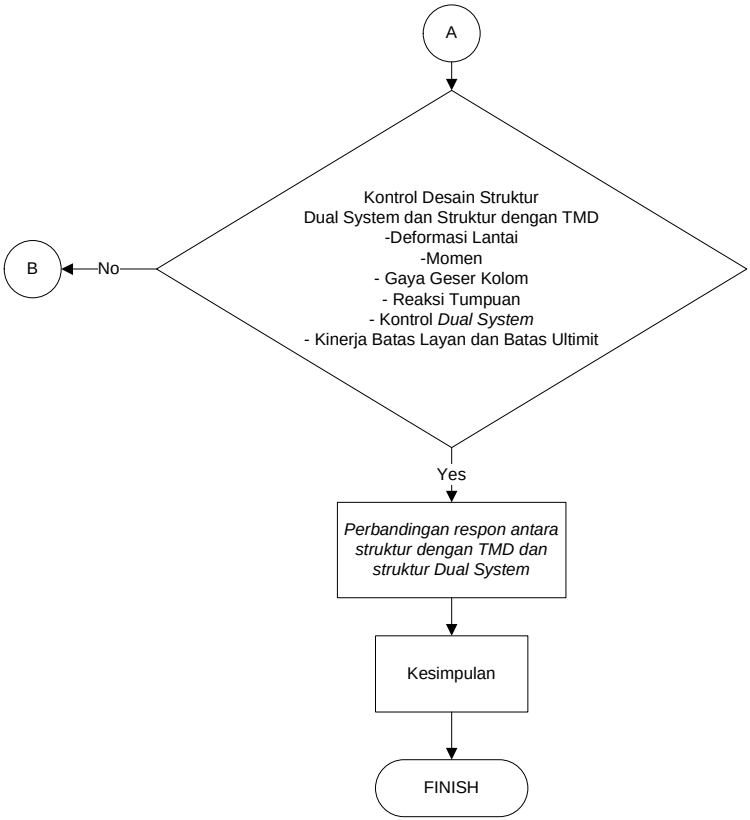
Dinding geser atau *shear wall* adalah sistem struktur dinding yang didesain untuk menahan geser, yaitu gaya lateral yang dapat mengakibatkan kerusakan besar pada saat terjadi gempa. Sistem struktur dengan dinding geser banyak bermanfaat khususnya pada perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa.

BAB III
METODOLOGI

3.1 Umum

Berikut ini adalah tahapan pengerjaan tugas akhir





Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

3.2 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur-literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

3.2 Pengumpulan Data

Data yang dikumpulkan terdiri atas data gedung dan gambar eksisting.

1. Data Umum
   - Nama Gedung : Gedung Galeri Ciumbuleuit Bandung
   - Lokasi Gedung : Jl. Ciumbuleuit, Hegarmanah, Bandung
   - Fungsi Gedung : Apartemen
   - Jumlah Lantai : 20 lantai
   - Tinggi Total Gedung : 60 m
2. Mutu Material
   - Mutu Beton (fc') : 35 MPa
   - Mutu Baja (fy) : 400 MPa
3. Data Gambar Eksisting : (Terlampir)
4. Data Ground Motion
5. Data parameter *Tuned Mass Damper* yang diperoleh dari beberapa produsen

3.3 Preliminary Desain

3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat dan Tulangan Pelat

A. Menentukan Dimensi Pelat

Berdasarkan SNI 2874:2013 pasal 9.5.3.3 dimensi pelat harus ditentukan sebagai berikut :

1. Untuk $\sim_m$ lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan pasal 9.5.3.2
2. Untuk $\sim_m$ lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, h tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\ \ (\sim_m - 0{,}2)}$$, dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

3. Untuk $\sim_m$ lebih besar dari 2,0 h tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\ \ (\sim_m - 0{,}2)}$$, dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dimana:
β = rasio dimensi panjang terhadap pendek
$\sim_m$ = nilai rata - rata dari $\sim_f$ untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

B. Menghitung Tulangan Pelat

Penulangan pelat lantai dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2874:2013. Untuk memperoleh momen pelat, digunakan Tabel 13.3.1 PBI-1971.

3.3.2 Preliminary Struktur Balok

A. Penentuan Dimensi Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 tabel 9.5 (a) Tinggi minimum balok non prategang dengan tegangan leleh baja, f_y kurang dari 420 MPa, dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$h = \frac{L}{16} \times (0{,}4 + \frac{f_y}{700})$$

Untuk lebar komponen (*bw*), berdasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.1 harus lebih besar dari 0,3 h dan 250 mm

4. Menghitung Tulangan Lentur Balok

Tulangan lentur balok harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.5

5. Menghitung Tulangan Geser Balok

Tulangan geser balok dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.4.7, dan memenuhi persyaratan SNI pasal 2847:2013 pasal 21.5.3.2.

3.3.3 Preliminary Kolom

A. Penentuan Dimensi Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3.2, luasan penampang kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$A = \frac{W}{¤ \times f_c'}$$

Dimana :

W = Beban aksial yang diterima kolom

f_c' = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

¤ = 0,65, untuk kolom dengan tulangan sengkang biasa.

B. Menghitung Tulangan Longitudinal Kolom

Program bantu spColumn digunakan dalam desain tulangan longitudinal. Dengan pendetailan sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1.

C. Menghitung Tulangan Geser Kolom

Tulangan geser kolom dihitung sesuai persyaratan pada SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

3.4 Pembebanan

Pembebanan pada stuktur mengacu pada pedoman SNI-1727-2013 Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung dan Bangunan Lain. Pembebanan terdiri atas :

3.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah semua bagian dari struktur gedung yang bersifat tetap. Beban mati sudah termasuk dengan tambahan-tambahan seperti plafond, dinding, plumbing, dan semua komponen pelengkap gedung lainnya.

3.4.2 Beban Hidup

Beban hidup pada gedung diterapkan pada strutur pelat lantai. Berdasarkan SNI Pembebanan 1727-2013, Tabel 4-1, beban hidup untuk hunian diambil sebesar :

1. 40 psf atau 1,92 kN /m^2, untuk semua ruangan kecuali tangga dan balkon
2. 100 psf atau 4,79 kN /m^2, untuk balkon dan atap (atap digunakan untuk taman.

3.4.3 Pembebanan Gempa

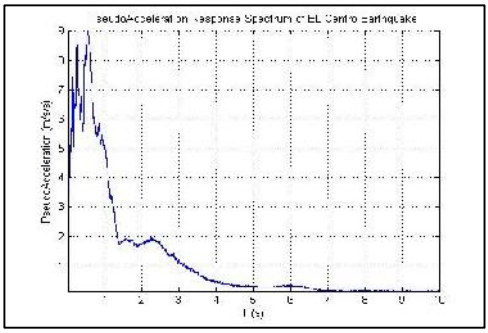
Pada studi ini akan dilakukan pembebanan gempa dengan prosedur respons riwayat waktu linear. Prosedur respons riwayat waktu diatur oleh SNI 1726-2012, **Pasal 11.1**. Adapun riwayat gempa yang digunakan diantanya :

- *Ground Motion* Gempa Kobe

- *Ground Motion* Gempa El-Centro
- *Ground Motion* Gempa San Fernando
- *Ground Motion* Gempa Kern County
- *Ground Motion* Gempa Helana
- *Ground Motion* Gempa NewHall
- *Ground Motion* Gempa Northridge

3.4.4 Konversi data *groundmotion* menjadi response spectrum

Data *groundmotion* yang telah diperoleh selanjutnya diolah dan dikonversi menjadi bentuk response spectrum dengan bantuan seismosignal**.** Gambar 3.2**.** menunjukan contoh response spectrum gempa El-Centro.



Gambar 3. 2 Response Gempa El-Centro

3.4.5 Menskala data response spectrum

Berdasarkan pasal 11.1.3.1 SNI-1726 :2012, *groundmotion* harus diskalakan sedemikian rupa sehingga nilai rata-rata spektrum respons dengan redaman 5 persen dari semua gerak tanah yang sesuai di situs tersebut tidak kurang spektrum response desain setempat untuk rentang periode 0,2 T hingga 1,5 T, di mana T

adalah periode getar alami struktur dalam ragam getar fundamental untuk arah respons yang dianalisis.

Terdapat beberapa metode yang dapat dilakukan untuk melakukan penskalaan. Dalam studi ini, metode yang diberikan ASCE (*American Society of Civil Engineers*) akan digunakan. Prosedur penskalaan telah diberikan oleh Chopra dan Kalkan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Memilih *ground motion.*
2. Mendefinisikan response spectrum dari data *ground motion.*
3. Mendefinisikan rentang periode yang akan diskalakan berdasarkan peraturan ASCE-7-2010. Rentang yang digunakan untuk skala yaitu 0,2 T hingga 1,5 T, dimana T adalah periode getar alami stuktur.
4. Menentukan faktor skala dengan rumus

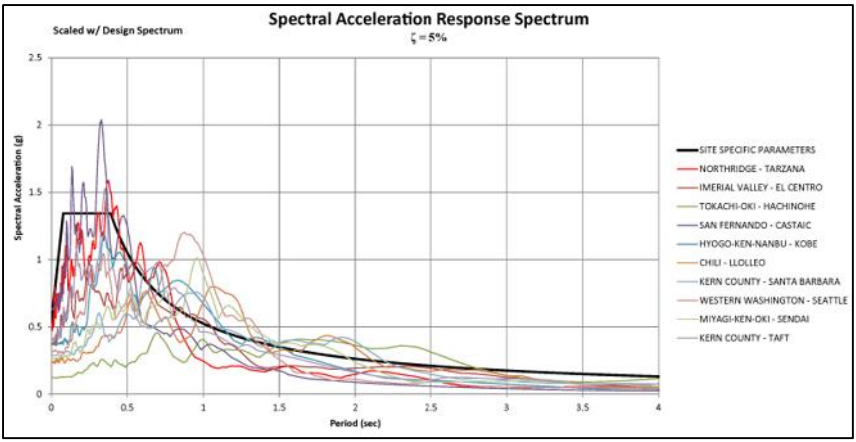
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i' \times A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i \times A_i}$$

Dimana :

A_i' = Akselerasi respon yang akan diubah pada rentang periode 0,2 – 1,5 T

A_i = Akselerasi respon target pada rentang periode 0,2 – 1,5 T

Gambar 3.3 Menunjukan contoh berbagai response gempa yang telah diskalakan terhadap response target.



Gambar 3. 3 Contoh Beberapa Catatan Gempa yang Diskalakan Terhadap Response Spektrum target

3.4.6 Kombinasi Pembebanan

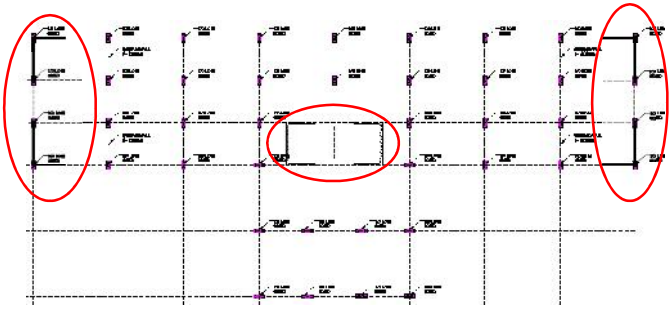
Kombinasi pembebanan yang digunakan akibat beban *ultimate* yang mengacu pada SNI 1726:2012 antara lain:

1. 1,4 *D*
2. 1,2 *D* +1,6 *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
3. 1,2 *D* + 1,6 *L* (*Lr* atau *R*) + (*L* atau 0,5*W*)
4. 1,0 *D* + 1,0 *W* + *L* + 0,5 (*Lr* atau *R*)
5. 0,9 *D* ± 1,0 *E* + *L*
6. 1,2 *D* + 1,0 *E* + *L*
7. 0,9 *D* + 1,0 *W*
8. 0,9 *D* + 1,0 *E*

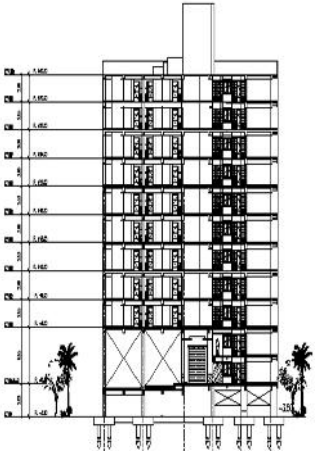
3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur

Pemodelan struktur gedung bertingkat dilakukan menggunakan program ETABS dengan menyatukan semua komponen struktur

utama dan sekunder. Sedangkan tangga akan dimodelkan terpisah, dan reaksi pada tumpuan-tumpuannya akan menjadi beban pada struktur utama. Sistem struktur diubah menjadi Rangka Pemikul Momen dengan menghilangkan dinding gesernya.



Gambar 3. 4 Dinding Geser pada Struktur Eksisting yang Akan Dihilangkan



Gambar 3. 5 Potongan Struktur

3.6 Parameter TMD

TMD terdiri atas parameter massa, keakuan, dan redaman. Ormondryd dan DenHartog telah mempelajari secara teoritis

konsep desain peredam massa pasif, dimana TMD diletakan pada struktur utama yang akan dikendalikan responnya. Agar bekerja secara efektif, frekuensi TMD diatur dengan menyesuaikan massanya.

1. Rasio Massa

Rasio massa diperoleh dengan membagi massa peredam dengan massa sruktur utama.

$$« = \frac{m}{M}$$

dimana :
μ = rasio massa
m = massa TMD
M = massa total struktur

2. Frekwensi

Frekwensi natural damper diperoleh dengan mengkalikan frekwensi natural struktur utama dengan rasio frekwensi.

$$\mu_d = r.\mu$$

$$\mu = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Dimana :
r = Rasio frekwensi
ω_d = Frekwensi natural damper
ω = Frekwensi natural struktur utama
k = Kekakuan strktur utama
M = Massa struktur utama

3. Redaman

Rasio redaman ditetapkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$¶ = \frac{c_d}{2m_d \mu_d}$$

Dimana :

ξ = Rasio redaman
C_d = Redaman TMD
ω_d = Frekwensi natural TMD
m_d = Massa TMD

Untuk mencapai atau mendekati kondisi ideal yang diharapkan dari adanya peredam TMD, parameter-paramete, yaitu massa damper m_d, kekakuan damper k_d, dan redaman k_d, harus dioptimalisasi. DenHartog dan Chey (2007) telah melakukan penelitian dan mengusulkan harga optimal dari parameter-parameter TMD.

1. **Rasio Frekwensi**
   Rasio frekwensi optimal dapat diperoleh berdasarkan persamaan berikut :

$$r_{opt} = \frac{1}{« + 1}$$

$$¶_{opt} = \sqrt{\frac{3«}{8(« + 1)}}$$

Dimana :

r_{opt} = rasio frekuensi optimum
ξ_{opt} = rasio redaman optimum

μ = rasio antara massa *TMD* dengan massa total sistem utama

2. Rasio Massa

Chey (2007) menjelaskan bahwa performa optimal TMD terbatas pada berat massa tambahan yang berada pada kisaran 0,25 s/d 1.0% dari berat struktur utama pada periode fundamentalnya (mode 1).

3. Rasio Kekakuan dan Redaman

Persamaan diatas akan memberikan nilai kekakuan dan redaman yang perlu disediakan sistem *TMD.* Kekakuan dan redaman pada *TMD* diberikan pada persamaan :

$$\mu_d = r_{opt} \times \mu$$

$$k_d = m_d \times \mu_d^{\ 2}$$

$$c_d = 2m_d \times \mu_d \times \P_{opt}$$

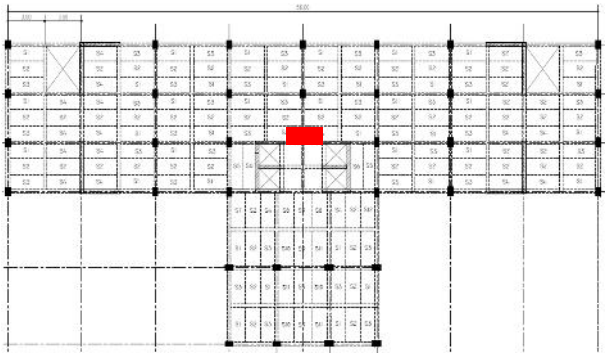
Dimana :

ω = Frekuensi natural struktur utama
ω_d = Frekuensi natural *TMD*
m_d = Massa *TMD*
k_d = Kekakuan *TMD*
c_d = Redaman *TMD*
ξ_{opt} = rasio redaman optimum

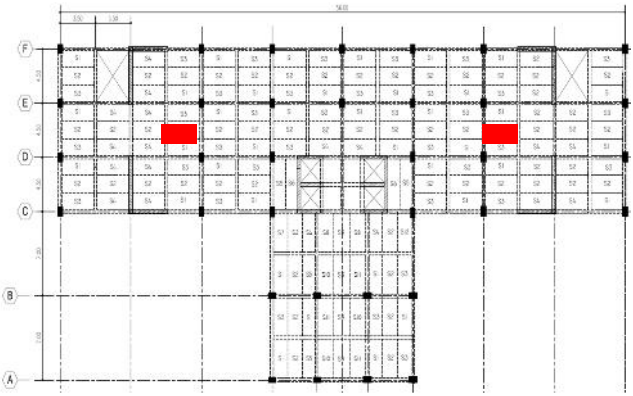
3.7 Implementasi TMD pada Pemodelan

Komponen TMD akan dimodelkan pada struktur dengan memanfatkan fitur yang telah tersedia pada program bantu ETABS, yaitu *links elements*. TMD akan ditempatkan di sekitar pusat kekauan lantai pada tingkat teratas. Jumlah dan letak TMD

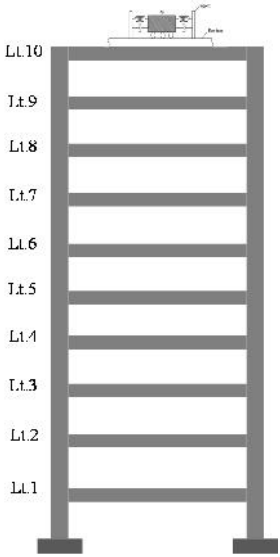
bervariasi dan akan dibandingkan untuk memperoleh implementasi yang paling efektif



Gambar 3. 6 Contoh Penempatan *Single TMD* pada Lantai Struktur



Gambar 3. 7 Contoh *Multiple TMD* pada Lantai Struktur



Gambar 3. 8 Ilustrasi Penempatan TMD pada Lantai Atas Bangunan

Dalam situs https://wiki.csiamerica.com/display/tutorials/Tuned mass+damper, Computer and Structures, Inc. memberikan artikel panduan untuk memodelkan TMD menggunakan software SAP2000 dan ETABS menggunakan fitur *link element.* Panduan dalam memodelkan TMD dijelaskan secara garis besar sebagai berikut :

- ***Spring*** **(pegas)** – Tentukan *spring properties* untuk *link properties* type *Dampers* yang terdiri atas dua buah join. Dimana satu join bebas, dan satu join lagi berada pada struktur utama.
- **Massa** –Massa dan berat TMD yang telah ditetapkan ditempatkan pada bagian *free joint* dari *link object* yang telah dibuat.

- **Damping** – Dengan menggunakan program ETABS, *damping object* dimodelkan paralel dengan *spring.*

3.8 Kontrol Desain Struktur

Berikut ini adalah beberapa kontrol analisa sturktur yang dilakukan terhadap pemodelan struktur *dual system* :

- Kontrol Waktu Getar Alami
- Kontrol *Base Shear*
- Kontrol *Dual System*
- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol analisa struktur terhadap simpangan antar lantai dan pembesaran momen
- Kinerja batas layan dan ultimit
- Kontrol analisa struktur akibat eksentrisitas dan torsi.

BAB IV
DESAIN DAN ANALISA STRUKTUR

Bab ini terdiri atas dua bagian utama. Bagian pertama yaitu analisa struktur dan desain pemebetonan pada bangunan *dual system* yang mencakup subbab 4.1 hingga subbab 4.3. Bagian kedua merupakan studi efektivitas *Tuned Mass Damper* (TMD) pada struktur yang sama setelah dinding geser dihilangkan dan sistem diubah menjadi rangka pemikul momen. Berikut adalah luaran dari semua subbab yang akan dibahas.

Sub bab 4.1 : Data-data perencanaan bangunan eksisting dengan sistem ganda

Sub bab 4.2 : Preliminary desain struktur

Sub bab 4.3 : Desain struktur sekunder

Sub bab 4.4 : Pemodelan dan

4.1 Data Perencanaan

Berikut adalah data perencanaan gedung yang ditinjau

- Tipe bangunan : Apartemen (Hunian)
- Tinggi bangunan : 30 m (10 Lantai)
- Lebar bangunan : 27,5 m
- Panjang bangunan : 56,0 m
- Mutu beton (f'c)
  Stuktur kolom dan balok : 30 MPa
  Stuktur pelat lantai dan tangga : 25
  Struktur dinding geser : 30
- Mutu baja tulangan (fy) : 400 MPa
- Gambar : Terlampir

4.2 Preliminary Design

4.2.1 Preliminary Design Balok

Berikut adalah preliminary desain dari balok utama dan balok sekunder struktur ini. Sesuai dengan **SNI 2847-2013 tabel 9.5(a)**, desain dimensi balok harus dihitung sebagai berikut :

1. Balok Utama (Balok Induk)

Terdapat tiga jenis bentang balok induk pada struktur ini. Berdasarkan Tabel 9.5(a) SNI Beton, tinggi balok dengan dua ujung menerus, diambil minimal sebesar 1/21 L.

- Balok induk 1 dengan bentang = 7000 mm.

  Tinggi balok (*h*) = 7000/21 = 333,5 mm ~ Akan direncanakan menggunakan tinggi **600 mm**

- Balok induk 2 dengan bentang = 4500 mm.

  Tinggi balok (*h*) = 4500/21 = 214 mm ~ Direncanakan menggunakan tinggi **600 mm**

- Balok induk 3 dengan bentang = 5000 mm.

  Tinggi balok (*h*) = 5000/21 = 238 mm.~ Direncanakan menggunakan tinggi **600 mm**

Lebar balok dihitung sebesar 2/3 h, sehingga untuk masing-masing balok induk diperoleh nilai lebar balok seperti berikut.

- Balok induk 1, b = 600 x 2/3 = **400 mm**
- Balok induk 2, b = 600 x 2/3 = **400 mm**
- Balok induk 3, b = 600 x 2/3 = **400 mm**

2. Balok Sekunder (Balok Anak)

Terdapat tiga jenis bentang balok anak pada struktur ini :

- Balok anak 1, bentang = 5000 mm.

  Tinggi balok = 5000/21 = 238 mm ~ Digunakan tinggi **350 mm**
- Balok anak 2, bentang = 4500 mm.

  Tinggi balok = 4500/16 = 281 mm ~ Digunakan tinggi **350 mm**
- Balok anak 3, bentang = 3500 mm.

  Tinggi balok = 3500/16 = 218 mm ~ digunakan tinggi **350 mm.**

Semua balok anak pada stuktur ini direncanakan memiliki dimensi tinggi yang sama, **350 mm** . Lebar balok dihitung sebesar 2/3 h = 2/3 x 350 mm = 233,33 mm ~ 250 mm

Berikut ini adalah table hasil perhitunga preliminary desain balok.

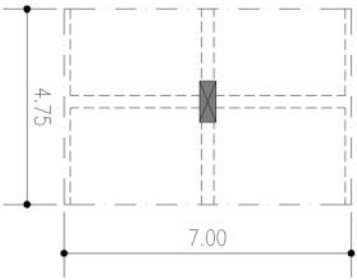
Tabel 4. 1 Ukuran rencana balok primer dan balok sekunder

Jenis Balok	No. Balok	Dimensi (mm)
Balok Primer	B1	600 × 400
	B2	400 × 300
	B3	500 × 350
Balok Sekunder	b1	350 × 250
	b2	350 × 250
	b3	350 × 250

4.2.2 Preliminary Design Kolom

Berdasarkan **SNI 2847-2013 pasal 10.8.4** kolom harus direncanakan mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pad satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Preliminary desain kolom dibedakan tiap lima lantai. Berikut adalah data-data yang diperlukan

- Tebal pelat lantai : 120 mm
- Tinggi lantai dasar : 6000 mm
- Tinggi lantai 1s/d atap : 3000 mm
- Dimensi balok induk terbesar : 400 mm × 600 mm
- Dimensi balok anak : 250 mm × 350 mm
- Luas tributary pelat terbesar : 4,75 m × 7 m = 33,25 m^2



Gambar 4. 1 Luas tributary pelat lantai dengan luasan terbesar

Tabel 4. 2 Perhitungan beban yang bekerja pada kolom

	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Volume (m^3)	Intensitas (Ton/m^3)	Berat (Ton)
Pelat	7	4,75	0,12	3,99	2,4	9,576
Balok Primer	7	0,4	0,6	1,68	2,4	4,032
Balok Sekunder	7	0,3	0,4	0,84	2,4	2,016
Plafond	7	4,75			0,018	0,5985
spesi	7	4,75			0,021	0,69825
keramik	7	4,75			0,024	0,798
Plumbing	7	4,75			0,04	1,33
Total						19,04875
Jumlah lantai yang dipikul kolom					9	
Berat Total x Jumlah Lantai					= 171,43 Ton = 1681,81 kN	

Berdasarkan SNI 1727 : 2013 Tabel 4-1, beban hidup untuk hunian diambil sebesar 1,92 kN/m^2 untuk pelat lantai dan 0,96 kN/m^2 untuk pelat atap. Adapaun reduksi beban lantai, dapat dihitung berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2 jika komponen struktur memenuhi persyaratan berikut :

$K_{LL} \times A_T \geq 37{,}16\ m^2$

Dimana :
A_T = luas *tributary* pelat lantai yang membebani kolom
= 7 m × 4,75 m = 33,25 m^2
K_{LL} = berdasarkan pada ilustrasi pada SNI 1727:2013 gambar C4, diambil sebesar 4.

$K_{LL} \times A_T \geq 37{,}16\ m^2$
$4 \times 33{,}25\ m^2 \geq 37{,}16\ m^2$
$133\ m^2 \geq 37{,}16\ m^2$ (Beban hidup dapat direduksi)

Berikut ini adalah perhitungan reduksi beban hidup pada pelat lantai dan pelat atap,

1. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai Dasar s/d 4

$$L = L_0\left(0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}}\right) \geq 0{,}4L_0$$

$$L = 1{,}92\left(0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{1{,}33}}\right) \geq 0{,}4 \times 1{,}92 = 1{,}24 kN/m^2$$

$$L = 1{,}24\ kN/m^2 \geq 0{,}77\ kN/m^2$$

Karena L > 4 Lo, maka diambil besar beban hidup pada lantai sebesar *1,24 kN/m^2*

Dengan demikian, total beban hidup pelat lantai dasar s/d 9 yaitu sebesar , LL = 1,24 ×7×4,75×8=338,03 kN

2. Reduksi Beban Hidup Pelat Atap

Reduksi beban hidup pelat atap (Lr) ditentukan sesuai SNI 1727-2013 pasal 4.8.2.

$L_r = L_o R_1 R_2$, dimana 0,58 ≤ Lr ≤ 0,96 … dalam satuan kN/m^2

R_1 dan R_2 merupakan faktor reduksi yang harus ditentukan berdasarkan persamaan pada pasal 4.8.2 tersebut.

<u>Nilai R_1</u>

Karena luas tributary (A_T) = 33,25 m^2 , maka R_1 ditentukan sebagai berikut

R_1 = 1,2 – 0,011 A_T untuk 18,58 m^2 ≤ A_T ≤ 55,74 m^2

= 1,2 – 0,011 × 33,25

= 0,834

<u>Nilai R_2</u>

Atap Gedung merupakan dak dengan kemiringan sangat kecil dan memiliki nilai faktor F < 4. Dengan demikian, besarnya factor reduksi R_2 diambil sebesar 1.

Dengan demikian, besarnya beban hidup atap yaitu sebagai berikut

$L_r = L_o R_1 R_2$ = 0,96 kN/m^2 × 0,833 × 1 = 0,8 kN/m^2

Total beban hidup pelat atap adalah sebsar

0,8 kN/m^2 × 7 m × 4,75 m = 26,62 kN

3. Menentukan dimensi kolom

Berat total (P) = 1,2DL + 1,6 LL + 0,5 Lr

= 1,2 (1681,81) + 1,6 (338,03) + 0,5 (26,62)

= 2572,3 kN

Mutu beton = 35 MPa = 3,5 kN/cm^2

Dimensi, A = P / 0,3 f'c

= 2572,3 / (3 × 3,5) = 2449,85 cm^2

Ambil lebar, b = 50 cm

Tinggi, h = A/b = 2449,85 / 50

= 61,24 cm ~ Direncanakan 70 cm

Dengan demikian, dimensi kolom lantai dasar s/d lantai 4 sebesar **50 cm 70 cm**

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan preliminary untuk kolom **5 s/d 9**
Perhitungan beban yang bekerja pada kolom yang ditinjau :

Tabel 4. 3 Perhitungan beban mati yang bekerja pada kolom

	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Volume (m3)	Intensitas (Ton/m3)	Berat (Ton)
Pelat	7	4,75	0,12	3,99	2,4	9,576
Balok Primer	7	0,4	0,6	1,68	2,4	4,032
Balok Sekunder	7	0,3	0,4	0,84	2,4	2,016
Plafond	7	4,75			0,018	0,5985
spesi	7	4,75			0,021	0,69825
keramik	7	4,75			0,024	0,798
Plumbing	7	4,75			0,04	1,33
Total						19,04875
Jumlah Lantai					4	
Berat Total x Jumlah Lantai					76,19 Ton 747,47 kN	

Beban Hidup

(Perhitungan telah diberikan di perencanaan kolom Lt. dasar s/d 4)

Beban hidup pelat lantai : 338,03 kN

Beban hidup pelat atap : 26,62 Kn

Menentukan dimensi kolom minimum

Berat total (P) = 1,2DL + 1,6 LL + 0,5 Lr
= 1,2 (747,47) + 1,6 (338,03) + 0,5 (26,62)
= 1109,40 kN
Mutu beton = 35 MPa = 3,5 kN/cm^2
Dimensi, A = P / 0,3 f'c

= 1109,40 / (3 × 3,5) = 729,01 cm^2
Ambil lebar, b = 40 cm
Tinggi, h = A/b = 729,01 / 40
= 29,21

kolom lantai 4 s/d 9 direncanakan sebesar **40 cm 60 cm**

Berikut ini akan diberika tebel ukuran komponen rangka pemikul pada struktur berdasarkan hasil preliminary design.

Tabel 4. 4 Dimensi komponen rangka struktur

Komponen	Lantai	Dimensi (mm)
Balok Primer	1 – 5	600 × 400
	6 – 10	600 × 400
Balok Sekunder	1 – 5	350 × 250
	6 -10	350 × 250
Kolom	1 - 5	700 × 500
	6 - 10	600 × 400

4.2.1 Preliminary Design Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak kurang dari 1/25 tinggi atau Panjang bentang tertumpu, atau kurang dari 100 mm. Dalam struktur ini, direncanakan dinding geser memiliki ketebalan 150 mm, dengan dimensi L terpanjang 4500 mm dan h terpanjang 3000 mm.

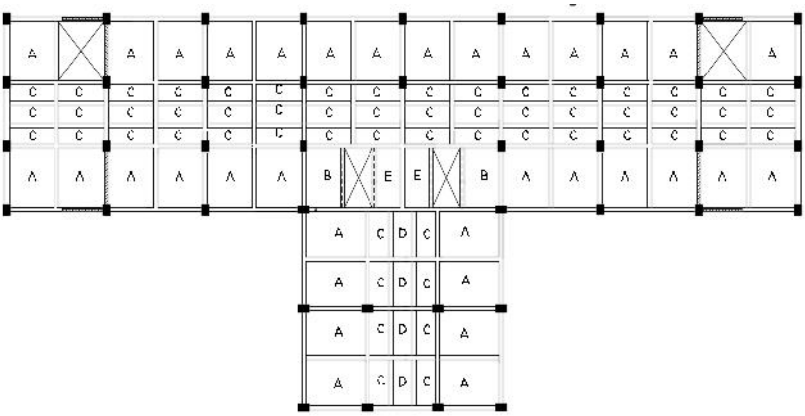
- 150 mm ≥ h/25
  150 mm ≥ 3000/25
  150 mm ≥ 120 mm ... Oke
- 150 mm ≥ L/25

150 mm ≥ 4500/25
150mm ≥ 180 mm ... Oke
- 150 mm ≥ 100 mm ... Oke

4.2.3 Preliminary Design Pelat Lantai

1. **Menentukan tipe pelat**

Tipe pelat ditentukan dengan mencari rasio antara panjang dan lebar pelat (β). Jika β < 2, pelat dianalisa 2 arah. Jika β > 2, pelat dianalisa 1 arah.



Gambar 4. 2 Denah Tipe Pelat

Tipe A : L_n = 4175 mm, B_n = 3175 mm, L_n/B_n = 1,31 (2 arah)
Tipe B : L_n = 4175 mm, B_n = 1700 mm, L_n/B_n = 3,70 (1 arah)
Tipe C : L_n = 2400 mm, B_n = 900 mm, L_n/B_n = 2,6 (1 arah)
Tipe D : L_n = 2400 mm, B_n = 1100 mm, L_n/B_n = 2,18 (1 arah)
Tipe E : L_n = 2400 mm, B_n = 1400 mm, L_n/B_n = 1,71 (2 arah)

Keterangan :
L_n = Bentang terpanjang pelat dari as ke as balok
B_n = Bentang terpendek pelat dari as ke as balok

2. Tebal minimum pelat (h_f)

Perhitungan ketebalan minimal pelat dilakukan berdasarkan syarat lendutan. Ketebalan minimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3

Untuk α_m lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan pasal 9.5.3.2

Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, h tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\ \ (\sim_m - 0{,}2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm.

Untuk α_m lebih besar dari 2,0 h tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\ \ (\sim_m - 0{,}2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

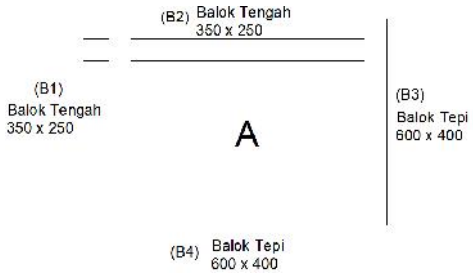
Dimana:

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek

α_m= nilai rata - rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dihitung dengan persamaan.

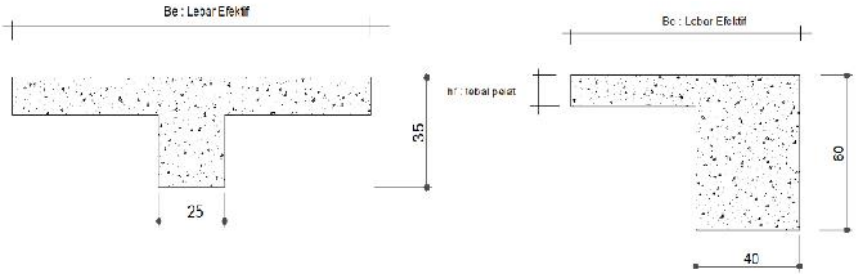
$$\alpha = \frac{E_{balok}\ I_{balok}}{E_{pelat}\ I_{pelat}}$$

Berdasarkan beberapa persamaan diatas, diketahui bahwa tebal pelat minimum akan sangat dipengaruhi oleh bentang terpanjang pelat. Untuk itu, pelat tipe A, dengan ukuran bentang panjang dan lebar paling besar akan dijadikan acuan pada penentuan tebal pelat lantai. Untuk asumsi awal, diambil h_f sebesar **120 mm**.



Gambar 4. 3 Pelat Lantai Tipe A

Balok Tengah **Balok Tepi**



Gambar 4. 4 Balok Tengah dan Balok Tepi yang Mengekang Pelat

Karena terdapat tambahan penampang dari pelat, maka lebar efektif (b_e) harus diperhitungkan dalam perhitungan Inersia. Lebar efektif merupakan nilai terkecil dari :

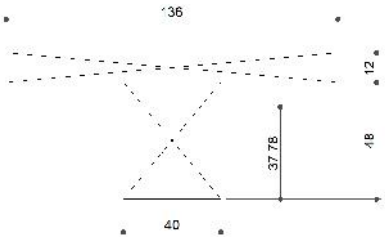
a) ¼ L_n
b) $B_w + 8\ h_f$
c) $B_w + 2\ x\ h_b$

<u>Inersia Balok Induk—Balok B4</u>

a) ¼ L_n = ¼ × 6400 = 1600 mm
b) $B_w + 8\ h_f$ = 400 + 8 *x* 120 = 1360 mm
c) $B_w + 2\ h_b$ = 400 + *2 x* 600 = 1800 mm

maka lebar efektif balok = 1360 mm

dengan menggunakan command *massprop* pada program bantu *AutoCad*, diperoleh nilai titik tengah arah y dari panampang tersebut yaitu : 37,78 cm. Menggunakan rumus inersia penampang, diperoleh nilai I_y = 1.182.336



Gambar 4. 5 Pusat Berat Arah Y Penampang Balok

Dengan langkah yang sama, dilakukan perhitungan inersia untuk semua balok, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

a) Balok B1 : 184.324 cm^4
b) Balok B2 : 184.324 cm^4
c) Balok B3 : 1.182.336 cm^4
d) Balok B4 : 1.182.336 cm^4

<u>Inersia Pelat</u>
Panjang pelat 6400 mm
Lebar pelat 3900 mm

Tebal pelat 120 mm
Inersia X = 1/12 × 6400 × 120^3 = 921.600.000 mm^4
Inersia X = 1/12 × 3900 × 120^3 = 561.600.000 mm^4

Semua balok dan pelat direncanakan memiliki f_c' = 30 MPa, sehingga faktor E dapat diabaikan. Dengan demikian :

$$\alpha 1 = \frac{I_{balok\ B1}}{I_{pelat\text{-}y}} = \frac{184.324 \times 10^4}{561.600.000} = 3{,}2$$

$$\alpha 2 = \frac{I_{balok\ B2}}{I_{pelat\text{-}x}} = \frac{184.324 \times 10^4}{921.600.000} = 2{,}0$$

$$\alpha 3 = \frac{I_{balok\ B3}}{I_{pelat\text{-}y}} = \frac{1182.336 \times 10^4}{561.600.000} = 2{,}1$$

$$\alpha 3 = \frac{I_{balok\ 43}}{I_{pelat\text{-}x}} = \frac{1182.336 \times 10^4}{921.600.000} = 1{,}28$$

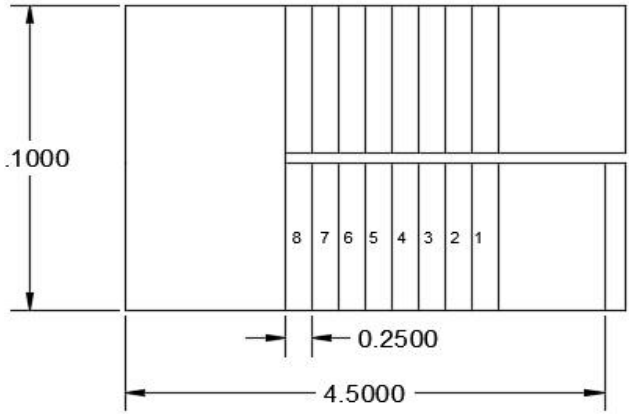
$\alpha_m = \frac{\alpha 1 + \alpha 2 + \alpha 3 + \alpha 4}{4}$ = 2,14 → α_m > 2 maka tebal pelat (h) =

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\ \ (\sim_m - 0{,}2)}$$

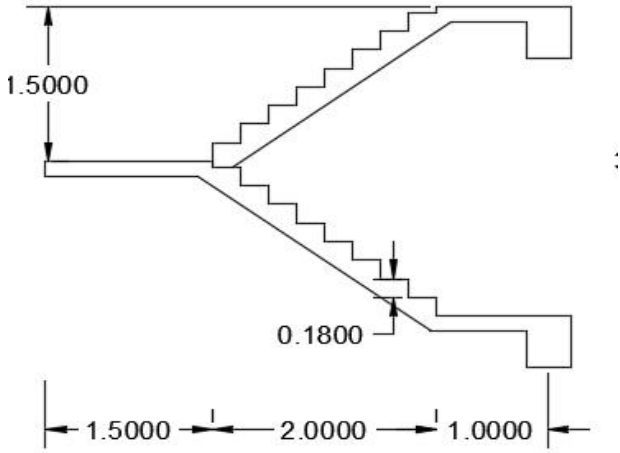
$$h = \frac{4175\ \ 0{,}8 + \frac{240}{1500}}{32 + 5 \times 1{,}31\ (2{,}10 - 0{,}2)} = 73{,}37\ \text{mm}$$

Maka, asumsi awal yaitu 120 mm telah memenuhi syarat. Ketebalan ini selanjutnya akan digunakan dalam desain seluruh tipe pelat.

4.2.4 Preliminary Design Tangga



Gambar 4. 6 Denah rencana tangga



Gambar 4. 7 Potongan Rencana Tangga

Tabel 4. 5 Data perencanaan tangga

Data Perencanaan Tangga			Unit
Mutu Beton, fc'	=	35	MPa
Mutu Baja. Fy	=	400	MPa
Tinggi lantai	=	300	cm
Panjang bordes	=	300	cm
lebar bordes	=	150	cm
lebar tangga	=	200	cm
tebal pelat tangga, tp	=	15	cm
tebal pelat bordes	=	15	cm
tinggi injakan, t	=	18	cm
lebar injakan, i	=	25	cm
jumlah tanjakan, nt	=	9	buah
jumlah injakan, ni	=	8	buah
jumlah tanjakan ke bordes	=	9	buah
jumlah tanjakan dari border	=	9	buah
elevasi bordes	=	150	cm
panjang horizontal plat tangga	=	200	cm
Tan α	=	0,75	
Sudut α	=	36,9	

Cek syarat desain tangga

Arsitektural $60 \leq 2t + i \leq 65$ ….	=	61	…oke
Sudut miring , $25^o \leq \alpha \leq 40^o$	=	$36,9^o$	…oke
Tebal rata-rata anak tangga,			
= tr i/2 sin α	=	7,5	cm
Tebal pelat rata-rata, tp + tr	=	22,5	cm

4.3 Desain Struktur Sekunder

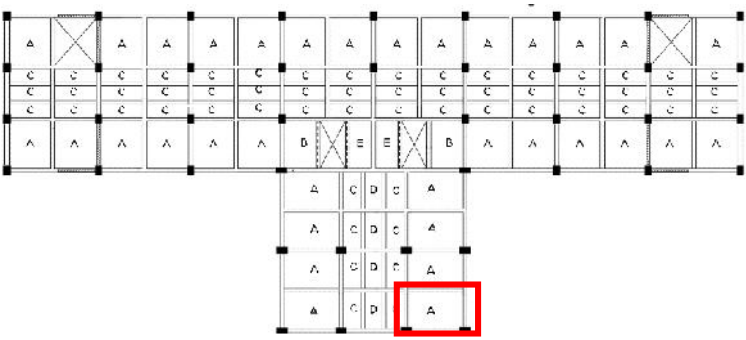
4.3.1 Desain Struktur Pelat Lantai dan Pelat Atap

Pelat lantai dan pelat atap harus didesain agar mampu menahan beban-beban yang terjadi. Beban yang diaplikasikan pada pelat beton mengacu pada SNI 1727-2013, terdiri atas beban hidup dan beban mati yang dikombinasikan berdasarkan pasal 9.2.1, SNI 2847-2013 seperti berikut :

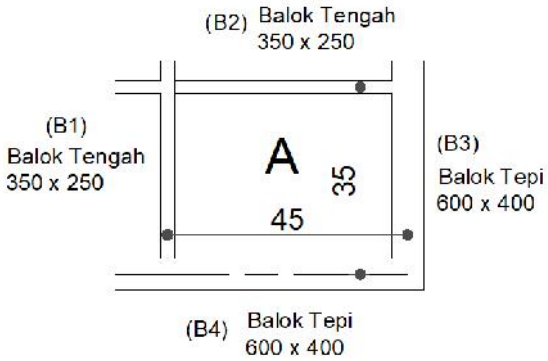
Qu = 1,4 D
Qu = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr

4.3.1.1 Desain pelat lantai dan pelat atap

Denah berikut menunjukan tipe-tipe pelat lantai dan pelat atap yang ada pada strutkur ini. Tipe-tipe tersebut dibedakan berdasarkan ukurannya seperti diberikan pada **gambar…**



Gambar 4. 8 Denah pelat lantai. Bagian yang diberi lingkaran merah menunjukan pelat dengan ukuran paling besar. Pelat tersebut akan dihitung untuk mewakili pelat-pelat lain.



Gambar 4. 9 Denah pelat lantai. Bagian yang diberi lingkaran merah menunjukan pelat dengan ukuran paling besar. Pelat tersebut akan dihitung untuk mewakili pelat-pelat lain.

Pada sub-bab ini akan diberikan contoh perhitungan satu tipe pelat lantai. Untuk hasil perhitungan semua tipe pelat akan diberikan pada **tabel…**

1. Data desain

- Mutu beton (f'c) = 30 MPa
- β1 = 0,85
  Nilai ini mengacu pada SNI 2847-2013 ps. 10.2.7.3, yang mensyaratkan bahwa faktor $\beta 1$ harus diambil 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan f'c antara 17 dan 28 MPa, untuk beton dengan nilai kuat tekan f'c diatas 28 MPa, $\beta 1$ harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa diatas 28 MPa, tetapi $\beta 1$ tidak boleh diambil kurang dari 0,65.
- Kuat tarik tulangan = 240 MPa
- Tebal pelat = 120 mm
- Selimut beton = 20 mm
- Jenis pelat

Berdasarkan pada **Gambar 4-7,** dapat ditentukan jenis pelat sebagai berikut :

- Bentang bersih terpanjang, Ln = 4175 mm
- Bentang bersih terpendek, B = 3175 mm
- β = Ln/ hn = 4175/3175 = 1,3 < 2.. termasuk jenis pelat 2 arah.

2. Pembebanan

a. Beban Mati

Beban mati diberikan pada tabel berikut

Tabel 4. 6 Perhitungan beban mati pada pelat

Jenis beban		Tebal (m)		Intensitas (kN/m^3)			
Berat sendiri	=	0,12	×	24	=	2,88	kN/m^2
Plafond	=			0,008	=	0,008	kN/m^2
Penggantung	=			0,095	=	0,095	kN/m^2
Ducting AC	=			0,19	=	0,19	kN/m^2
Plumbing	=			0,1	=	0,1	kN/m^2
				Total	=	3,273	kN/m^2

b. Beban Hidup

Beban hidup pada pelat lantai, seperti telah dihitung pada preliminary desain kolom di **sub bab 4.2.2 (1)**, yaitu sebesar 1,24 kN/m^2

c. Kombinasi beban

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1), beban yang dipakai dalam desain adalah yang terbesar antara dua kombinasi pembebanan berikut :

- Qu 1 = 1,4D
  =1,4 × 3,723 = 4,6 kN/m^2
- Qu 2 = 1,2D + 1,6 L + 0,5 Lr
  = 1,2 × 3,723 + 1,6 × 1,24 = 5,9 kN/m^2

Kombinasi 2 menghasilkan Qu maksimal. Dengan demikian Qu2 dijadikan beban desain.

3. Perhitungan momen yang terjadi pada pelat.

Momen pada pelat lantai ditentukan berdasarkan prosedur yang diatur oleh PBI 71, dengan menggunakan tabel koefisien momen. Pelat terkekang pada semua sisi, sehingga digunakan tabel berikut. Dengan nilai

Tabel 4. 7 Koefisien momen pada pelat lantai

Gambar Sistem Pelat	Momen Permeter			l_y/l_x							
				1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
	Ml_x	=	$0{,}001(W_u)(L_x)^2$	25	34	42	49	53	58	62	65
	Ml_y	=	$0{,}001(W_u)(L_x)^2$	25	22	18	15	15	15	14	14
	Mt_x	=	$-0{,}001(W_u)(L_x)^2$	51	63	72	78	81	82	83	83
	Mt_y	=	$0{,}001(W_u)(L_x)^2$	51	54	55	54	54	53	51	49

Dengan menggunakan koefisien pada tabel di atas, diperoleh besar momen sebagai berikut :

- **Momen tumpuan arah X (Mtx)**
  Mtx = 0,001 × W_u × L_x^2 × X_x
  = 0,001 × 5,9 × 4,5^2 × 42 = 5,03 kN.m
- **Momen tumpuan arah X (Mtx)**

Mty = 0,001 × W_u × L_y^2 × X_y
= 0,001 × 5,9 × $3,5^2$ × 18 = 1,30 kN.m

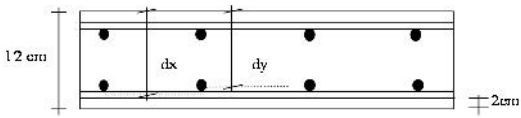
- **Momen tumpuan arah X (Mtx)**

Mlx = 0,001 × Wu × L_x^2 × X_x
= 0,001 × 5,9 × $4,5^2$ × 72 = 8,62 kN.m

- **Momen tumpuan arah X (Mtx)**

Mly = 0,001 × W_u × L_y^2 × X_y
= 0,001 × 5,9 × $5,5^2$ × 55 = 6,58 kN.m

2. Tebal manfaat pelat



Gambar 4. 10 Tebal Manfaat Pelat

- **dx** = t pelat – deking – ½ ø
= 120 – 20 – ½ x 13 = 93,5 mm
- **dy** = t pelat – deking – ½ ø
= 120 – 20 – 10 - ½ x 13 = 80,5 mm

3. Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

SNI 2847-'13 ps B.8.4.2 dan pasal **B.10.3.3** mengatur besarnya rasio tulangan maksimum yang dijinkan seperti berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = \frac{0,85 \times 30 \times 0,8}{240}\left(\frac{600}{600 + 240}\right) = 0,0645$$

$$\rho_{max} = 0,75\,\rho_b = 0,75 \times 0,0645 = 0,048$$

Rasio tulangan minimum (ρ_{min})

$$\circ_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

5. Penulangan lentur pelat

<u>A. Tumpuan arah-X</u>

- **Syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_{u-tx}}{¤b \times d^2} = \frac{8,62 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 80,5^2} = 1,095 N/mm^2$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,095}{0,85 \times 30}}\right) = 0,0046$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,00465, Maka diguanakan ρ_{min} untuk penulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times 1000 \times d_y$

= $0,00583 \times 1000 \times 80,5$ = 545,417 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{545,41mm^2}{132,8mm^2} = 4,107buah \sim 5buah$, dengan demikian jarak tulangan, S = $\frac{1000}{N}$ = $\frac{1000}{5} = 200\,mm$

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2 × 120 mm = 240 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tumpuan arah-X, dipasang tulangan

D13 - 200 mm

- **Cek apakah tulangan terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{545,41 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,13$$

$$_1 = 0,85 - 0,05\frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05\frac{30-28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 6,14mm$$

<u>*Regangan tulangan*</u>

$$£_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{80,5 - 6,13}{6,13} \times 0,003 = 0,037 > 0,005$$.

Penampang terkendali Tarik.

B. Tumpuan arah-Y

- **Syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_{u-ty}}{¤b \times d^2} = \frac{6,58 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 80,5^2} = 0,836 N/mm^2$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}}\right)$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,836}{0,85 \times 30}}\right) = 0,00353$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,00353, Maka diguanakan ρ_{min} untuk penulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times 1000 \times d_y$
= $0,00583 \times 1000 \times 80,5$ = 545,417 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{545,41 mm^2}{132,8 mm^2} = 4,107 buah \sim 5 buah$, dengan demikian jarak tulangan (S) =

$$S = \frac{1000}{N} = \frac{1000}{5} = 200\, mm$$

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2×120 mm = 240 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tumpuan arah-X, dipasang tulangan

D13 - 200 mm

- **Cek apakah tulangan terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{545,41 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,13$$

$$_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 6,14 mm$$

<u>*Regangan tulangan*</u>

$$£_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{80,5 - 6,13}{6,13} \times 0,003 = 0,037 > 0,005$$.

Penampang terkendali Tarik.

C. Lapangan arah-X

- **Syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_{u-Lx}}{¤ b \times d^2} = \frac{5,027 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 80,5^2} = 0,639 N / mm^2$$

$$° _{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$° _{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,639}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00269$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,00269, Maka diguanakan ρ_{min} untuk penulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times 1000 \times d_y$ = 0,00583 × 1000 × 80,5 = 545,417 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{545,41mm^2}{132,8mm^2} = 4,107buah \sim 5buah$, dengan demikian jarak tulangan (S) = $\frac{1000}{N} = \frac{1000}{5} = 200\,mm$

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2 × 120 mm = 240 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tumpuan arah-X, dipasang tulangan

D13 - 200 mm

- **Cek apakah tulangan terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{545,41 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,13$$

$$_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 6,14mm$$

Regangan tulangan

$$£_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{80,5 - 6,13}{6,13} \times 0,003 = 0,037 > 0,005$$.

Penampang terkendali Tarik.

D. Lapangan arah-Y

- **Syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_{u-Ly}}{¤b \times d^2} = \frac{1,305 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 80,5^2} = 0,165 N/mm^2$$

$$° _{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$° _{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,165}{0,85 \times 30}}\right) = 0,00069$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,00069, Maka diguanakan ρ_{min} untuk penulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times 1000 \times d_y$ = 0,00583 × 1000 × 80,5 = 545,417 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{545,41 mm^2}{132,8 mm^2} = 4,107 buah \sim 5 buah$, dengan demikian jarak tulangan, (S)= $\frac{1000}{N} = \frac{1000}{5} = 200\, mm$

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2 × 120 mm = 240 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tumpuan arah-X, dipasang tulangan

D13 - 200 mm

- **Cek apakah tulangan terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{545,41 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,13$$

$$_1 = 0,85 - 0,05\frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05\frac{30-28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 6,14mm$$

Regangan tulangan

$$£_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{80,5 - 6,13}{6,13} \times 0,003 = 0,037 > 0,005$$.

Penampang terkendali Tarik.

6. Hitung keperluan tulangan susut

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1, rasio tulangan susut minimum adalah 2%. Maka As susut = ρ × b × h
= 0.002 × 1000 × 100
= 200 mm^2

Jarak maksimal tulangan susut

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2, jarak maksimal tulangan susut adalah :
S maks ≤ 5 tebal pelat, atau
S maks ≤ 450 mm
Dipasang tulangan susut Ø8 – 200 mm (As_{pasang} = 251.33 mm^2)

Syarat Jarak maksimal tulangan susut

1. S ≤ 5 h
   200 mm ≤ 5 x 100 = 500 mm (OK)

2. S ≤ 450 mm
   200 mm ≤ 450 mm (OK)

2. Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5.(b), lendutan maksimum untuk lantai adalah L/240.

Dengan bentang terpanjang 4500, δ_{izin} = 4500/240 = 18,75 mm

Beban layan, Qu = DL + LL = 3,27 kN/m^2 + 1,24 kN/m^2

= 4,513 kN/m^2

Modulus elastisitas beton, Ec $= 4700\sqrt{f'c}$

$= 4700\sqrt{35}$

= 27805,57 N/mm^2

Momen inersia, I $= \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}x1000x120^3$

= 1,44 x 10^8 mm^4

Lendutan yang terjadi ,δ $= \frac{5}{384}\frac{Qu \times L^4}{EI}$

$= \frac{5}{384} \times \frac{8,91 \times 4500^4}{25.742 \times 1,44 \times 10^8} = 6,5$

$\delta < \delta_{ijin}$ … 6,5 mm < 18,75 mm, memenuhi syarat.

Tabel 4. 8 Perencana pelat lantai

Jenis Pelat	Tumpuan		Lapangan	
	X	Y	X	Y
A	D13–200 mm	D13–200 mm	D13–200 mm	D13 – 200 mm
B	D13–200 mm	D13–200 mm	D13–200 mm	D13 – 200 mm
C	D13–200 mm	D13–200 mm	D13–200 mm	D13 – 200 mm
D	D13–200 mm	D13–200 mm	D13–200 mm	D13 – 200 mm
E	D13–200 mm	D13–200 mm	D13–200 mm	D13 – 200 mm

4.3.2 Desain Struktur Tangga

4.3.2.1 Desain Pelat Badan dan Pelat Bordes

Pada struktur gedung ini, tangga didesain secara *free standing*. Geometri tangga yang akan direncanakan dapat dilihat pada **gambar 4.7.**

1. Pemodelan Struktur Tangga

Untuk memperoleh besarnya gaya-gaya yang diperlukan dalam desain tulangan, tangga turut dimodelkan pada menggunakan ETABS pada strutkur utama. Tangga didesain secara *free standing* dengan tumpuan jepit-jepit.

2. Pembebanan Tangga

Berikut ini adalah beban-beban tambahan yang akan diterapkan pada pelat tangga serta pelat bordes.

a. Beban Mati (DL)

Railing + *Hand Rail*	=	25	kg/m^2
Spesi (2 cm) : 2 x 21 kg/m^2	=	42	kg/m^2
Keramik (1 cm) : 1 x 24 kg/m^2	=	24	kg/m^2 +
QD	=	859,375	kg/m^2

b. Beban Hidup Tangga Perkantoran (LL)
QL = 300 kg/m^2

c. Kombinasi Pembebanan

Qu $= (1{,}2 \times Q_D) + (1{,}6 \times Q_L)$
$= (1{,}2 \times 859{,}375 \text{ kg/m}^2) + (1{,}6 \times 300 \text{ kg/m}^2)$
$= 1511{,}25 \text{ kg/m}^2$

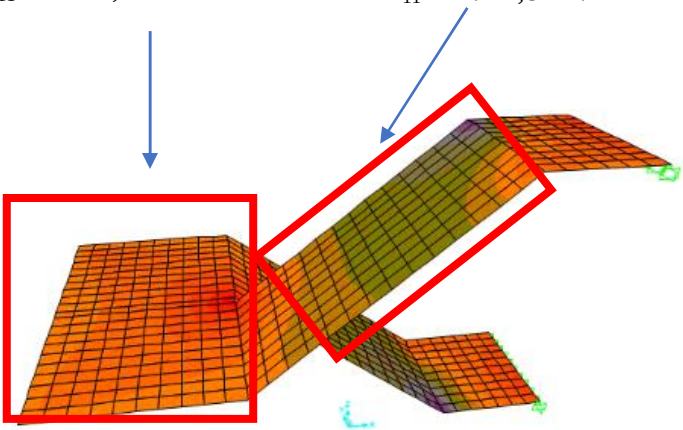
Qu $\times$ 1.50 m = 1511,25 kg/m^2 $\times$ 1,50m = 2266,875 kg/m

3. Analisa Struktur Tangga

Berikut ini adalah output dari analisa struktur tangga menggunakan program ETABS. Output yang digunakan dalam desain penulangan yaitu momen lentur.

<u>Momen pada pelat bordes</u>
M_{22} : 46,1 kN/m^2
M_{11} : 43,95 kN/m^2

<u>Momen pada pelat badan tangga</u>
M_{22} : 40,1 kN/m^2
M_{11} : 14,8 kN/m^2

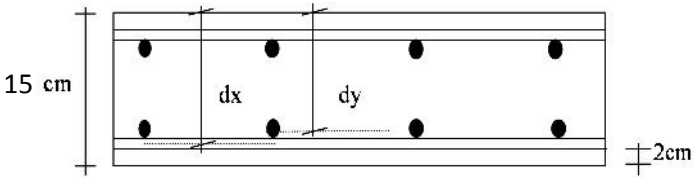


Gambar 4. 11 Analisa Struktur Tangga – Gaya Momen yang Terjadi

4. Data Perencanaan untuk Perhitungan Tulangan:

Dimensi pelat tangga(datar) : 2,50 m×1,5 m
Dimensi pelat tangga(miring) : 3,2 m×1,5 m
Tebal pelat : 150 mm
Tebal decking : 20 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.7.1(c))
Diameter tulangan rencana : 16 mm
Mutu tulangan baja(f_y) : 240 MPa
Mutu beton f_c' : 30MPa, β_1 = 0,80 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

5. Tebal manfaat pelat tangga



Gambar 4. 12 Tebal Manfaat Pelat tangga

dx = t pelat – deking – ½ ø tul.bagi

= 150 – 20 – ½ × 10 = 120 mm

dy = t pelat – deking – ø tul.bagi– ½ ø tul.lentur

= 120 – 20 – 10 – ½ ×16 = 112 mm

6. Rasio tulangan maksimum dan minumim

<u>Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})</u>

SNI 2847-'13 ps B.8.4.2 dan pasal **B.10.3.3** mengatur besarnya rasio tulangan maksimum yang dijinkan seperti berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = \frac{0,85 \times 30 \times 0,8}{240}\left(\frac{600}{600 + 240}\right) = 0,0645$$

$$\rho_{max} = 0,75\,\rho_b = 0,75 \times 0,0645 = 0,048$$

<u>Rasio tulangan minimum (ρ_{min})</u>

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

7. Perhitungan tulangan pelat badan tangga arah-x

- **Syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_u}{¤b \times d^2} = \frac{46{,}1 \times 10^6}{0{,}9 \times 1000 \times 112^2} = 4{,}08 N/mm^2$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0{,}85 \times f'_c}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0{,}85 \times f'_c}}\right)$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0{,}85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4{,}08}{0{,}85 \times 30}}\right) = 0{,}018$$

Karena $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$; 0,0058 < 0,018 < 0,053,

Maka diguanakan ρ_{perlu} untuk perhitungan tulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times b \times d_y$
= $0{,}018 \times 1000 \times 112$ = 2205,15 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 16 mm (A1 = 201,14 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{2205{,}15 mm^2}{201{,}14 mm^2} = 10{,}96 buah \sim 11 buah$, dengan demikian

$S = \frac{1000}{N} = \frac{1000}{11} = 91 mm$, pakai jarak 75 mm

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2×150 mm = 300 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tumpuan arah-X, dipasang tulangan

D16 - 75 mm

- **Cek apakah tulangan terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2250,15 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 16,89$$

$$_1 = 0,85 - 0,05\frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05\frac{30-28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 21,11mm$$

<u>*Regangan tulangan*</u>

$$£_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{112 - 21,11}{21,11} \times 0,003 = 0,0129 > 0,005$$.

Penampang terkendali Tarik.

8. Perhitungan tulangan pelat badan tangga arah-y

- **Cek syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{¤b \times d^2} = \frac{43,95 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 112^2} = 3,89 N/mm^2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,89}{0,85 \times 30}}\right) = 0,0174$$

Karena $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$; 0,0058 < 0,0174 < 0,053,

Maka diguanakan ρ_{perlu} untuk perhitungan tulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = $\rho \times b \times dy$

= $0,0174 \times 1000 \times 112$ = 2093,85 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 16 mm (A1 = 201,14 mm^2)

$N = \frac{A_S}{A_1} = \frac{2093,85 mm^2}{201,14 mm^2} = 10,41 buah \sim 11 buah$, dengan demikian jarak tulangan : $S = \frac{1000}{N} = \frac{1000}{11} = 91 mm$, pakai jarak 75 mm

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2x150 mm = 300 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tulangan arah-y, dipasang tulangan

D16 - 75 mm

- **Cek nilai apakah penampang terkendali tarik**

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2250,15 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 16,89$$

$$_1 = 0,85 - 0,05\frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05\frac{30 - 28}{7} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5,13}{0,83} = 21,11mm$$

<u>*Regangan tulangan*</u>

$$£_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{112 - 21,11}{21,11} \times 0,003 = 0,0129 > 0,005$$

Penampang terkendali Tarik.

9. Perhitungan penulangan pelat bordes arah-x

- **Cek syarat rasio tulangan**

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{¤b \times d^2} = \frac{40,10 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 112^2} = 3,55 N/mm^2$$

$$\circ \; _{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$\circ \; _{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,55}{0,85 \times 30}}\right) = 0,0158$$

Karena $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$;

0,0058 < 0,0158 < 0,053,

Maka diguanakan ρ_{perlu} untuk perhitungan tulangan.

- **Luas tulangan perlu**

As perlu = ρ × 1000 × d**y**
= 0,0158 × 1000 × 112 = 1896,92 mm^2

- **Jarak tulangan per meter lebar**

Pakai tulangan dengan diameter 16 mm (A1 = 201,14 mm^2)

$$N = \frac{As}{A1} = \frac{1896{,}92 mm^2}{201{,}14 mm^2} = 9{,}43 buah \sim 10 buah$$

$$S = \frac{1000}{N} = \frac{1000}{10} = 100\ mm$$

Pakai jarak tulangan 100 mm

- **Cek jarak maksimum**

Syarat jarak maksimum = 2h = 2 ×150 mm = 300 mm (Memenuhi syarat). Maka untuk tulangan arah-y, dipasang tulangan

D16 - 100 mm

- **Cek nilai Ø**

$$a = \frac{Asxfy}{0{,}85\, xf'cxb} = \frac{2205{,}15 \times 240}{0{,}85 \times 35 \times 1000} = 16{,}89 \text{ mm}$$

$$1 = 0{,}85 - 0{,}05\,\frac{f'c - 28}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\,\frac{35 - 28}{7} = 0{,}80$$

<u>*Tinggi area compressi beton*</u>

$$c = \frac{a}{1} = \frac{16{,}89}{0{,}80} = 21{,}11 \text{ mm}$$

Regangan tulangan

$$\varepsilon t = \frac{d-c}{c} 0{,}003 = \frac{112 - 21{,}11}{5{,}5} 0{,}003 = 0{,}0129 > 0{,}005$$

Maka, faktor reduksi ϕ=0,90 dapat digunakan

2. Hitung Keperluan Tulangan Bagi

- **Luas Perlu**

Luas perlu tulangan bagi harus diambil sebesar 20% dari luas tulangan utama.

$\rho_{\text{tulangan bagi}}$ = 2% As_{Utama}

= 2% × 1896,92 mm^2 = 37,93 mm^2

Luas tersebut dibandingkan dengan luas perlu tulangan susut. Kemudian, dari perhitungan tulangan bagi dan tulangan susut diambil nilai yang paling menentukan (paling besar).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1, rasio tulangan susut minimum adalah 2%. Maka As susut = ρ × b × h
= 0.002 × 1000 × 100
= 200 mm^2

Dengan demikian, yang menentukan adalah luas tulangan susut.

- **Jarak maksimal tulangan susut**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2, jarak maksimal tulangan susut adalah :
S maks ≤ 5 tebal pelat, atau
S maks ≤ 450 mm
Dipasang tulangan susut Ø8 – 200 mm (As_{pasang} = 251.33 mm^2)

- **Syarat Jarak maksimal tulangan susut**
  1. S ≤ 5 h
     200 mm ≤ 5 x 100 = 500 mm (OK)
  2. S ≤ 450 mm
     200 mm ≤ 450 mm (OK)

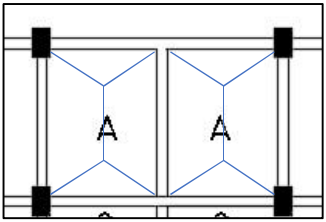
4.3.3 Desain Stuktur Balok Sekunder

4.3.3.1 Data desain balok sekunder

- Dimensi Balok Sekunder : 300 x 400 mm
- Mutu Beton (*f'c*) : 30 MPa
- Diameter tulangan utama : 16 mm
- Mutu baja tulangan utama (*fy*) : 240 Mpa
- Diameter tulangan sengkang : 10 mm
- Mutu baja sengkang (*fy*) : 240 mm

4.3.3.2 Pembebanan

Balok anak didesain untuk mampu menahan beban pelat lantai. Beban pelat yang diterima oleh balok sekunder dapat dihitung dengan cara pendekatan *tributary area*. **Gambar..**menunjukan *tributary area* yang diterima oleh balok anak



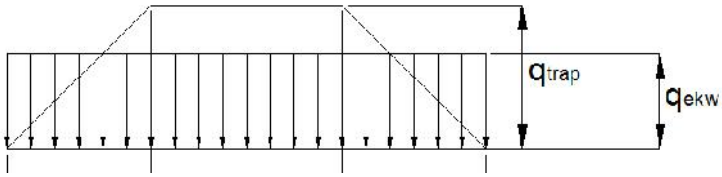
Gambar 4. 13 Luas Tributary Pelat

1. Beban akibat pelat lantai

Sesuai dengan perhitungan pembebanan pelat lantai pada **sub-bab..** beban-beban yang terjadi pada pelat yaitu sebesar :

- Beban Mati (Beton dan berat tambahan) = 3,27 kN/m^2
- Beban Hidup = 1,24 kN/m^2
- 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2×3,27 + 1,6×1,24 = 5,91 kN/m^2

Dengan metode *tributary area*, dapat diperoleh besarnya beban merata yang diterima balok seperti dijelaskan pada gambar berikut.



Gambar 4. 14 Beban pada Balok

q_{trap} = q_{pelat} × ½ l_x
= (5,91 10^{-3}) × N/mm^2 x (1/2 × 4500 mm)
= 13,3 N/mm

q_{ekw} = $\frac{1}{3}$ × q trap × $3 - \frac{lx}{ly}^2$
= $\frac{1}{3}$ × 13,3 × $3 - \frac{3,5}{4,5}^2$
= 10,62 N/mm

2 q_{ekw} = 2 × 10,62 N/mm
= 21,23 N/mm

2. Berat sendiri balok

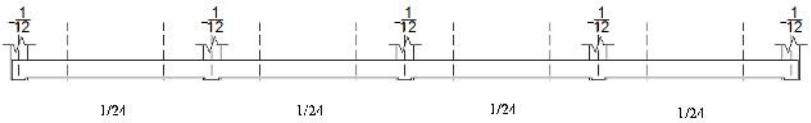
Berat sendiri balok = berat jenis balok × luas penampang
= 2400 kg/m^3 × (0,25 m × 0,35 m)
= 288 kg/m = 2,82 N/mm

1,2 DL = 3,39 N/mm

Beban Ultimit (Qu)
Beban pelat + balok = 21,23 N/mm + 3,39 N/mm = 24,62 N/mm

4.3.3.3 Analisa Gaya Dalam

Gaya yang terjadi pada balok merupakan gaya momen lentur akibat beban yang terjadi Menurut PBI 1971 pasal 13.2 momen yang terjadi pada balok menerus dengan tumpuan lebih dari 4 dalam satu portal adalah :



Gambar 4. 15 Koefisien Momen pada Balok Menerus

Momen tumpuan = $-1/12.q.l^2$

= $1/12 \times 24{,}62$ N/mm $\times$ $(4500 \text{ mm})^2$
= 41.560.267 N.mm

Momen lapangan = $+1/24\ q.l^2$

= $1/24 \times 24{,}62$ N/mm.$(4500 \text{ mm})^2$
= 20.780.134 N.mm

Tinggi efektif balok (d)

d = h-(selimut beton + tul.sengkang + ½ tul.lentur)

= 350 mm – (40 mm + 10mm + ½ $\times$ 16mm) = 292 mm

4.3.3.4 Desain Tulangan Lentur

A. Rasio Tulangan Minimum dan Maksimum

1. Rasio Tulangan Maksimum

SNI 2847-'13 ps B.8.4.2 dan pasal **B.10.3.3** mengatur besarnya rasio tulangan maksimum yang dijinkan seperti berikut :

$$\circ_{b} = \frac{0,85 \times f_c' \times}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = \frac{0,85 \times 30 \times 0,8}{240}\left(\frac{600}{600 + 240}\right) = 0,0645$$

$$\circ_{\max} = 0,75 \circ_{b} = 0,75 \times 0,0645 = 0,048$$

2. Rasio tulangan minimum (ρ_{min})

$$\circ_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

B. Penulangan Lentur Daerah Tumpuan

1. Syarat rasio tulangan

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu bahwa beton terkendali Tarik

$$R_n = \frac{M_u}{¤b \times d^2} = \frac{41.560.267}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 1,316 N/mm^2$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.316}{0,85 \times 30}}\right) = 0,009$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,009 > 0,0056, Maka diguanakan ρ_{perlu} untuk penulangan.

2. Luas tulangan perlu

As perlu = $\rho \times d \times b$

= 0,009 × 342 mm × 300 mm = 662,67 mm^2

3. Jumlah tulangan (N)

Pakai tulangan dengan diameter 16 mm (A1 = 201,14 mm^2)

$$N = \frac{As}{A1} = \frac{545{,}41\ mm^2}{201{,}14\ mm^2} = 2{,}97\ buah \sim 3\ buah$$

Luas tulangan aktual = N×A1 = 3×201,14 = 603,42 mm^2

4. Cek nilai Ø

$$a = \frac{A_y \times f_y}{0{,}85 \times f_c' \times b} = \frac{603{,}42 \times 240}{0{,}85 \times 35 \times 300} = 16{,}22\ mm$$

$$1 = 0{,}85 - 0{,}05\,\frac{f'c - 28}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\,\frac{35 - 28}{7} = 0{,}80$$

Tinggi area compressi beton

$$c = \frac{a}{1} = \frac{16{,}22}{0{,}80} = 20{,}28\ mm$$

Regangan tulangan

$$\varepsilon t = \frac{d - c}{c} \times 0{,}003 = \frac{342 - 20{,}28}{20{,}28} \times 0{,}003 = 0{,}047 > 0{,}005,$$

beton terkendali tarik. Maka, faktor reduksi ϕ=0,90 dapat digunakan

5. Cek jarak maksimum

Syarat jarak maksimum yaitu sebesar diameter terbesar agregat kasar dari beton = 25 mm. Jarak antar tulangan terpasang yaitu :

$$S = \frac{b - 2 \times \text{Selimut beton} - 2 \times \text{ø Sengkang}}{Jumlah\ tulangan\ lentur - 1} = \frac{300 - 2\ 40\ - 2(10)}{3 - 1} = 100 \text{ mm}$$

Jarak tulangan memenuhi syarat.

B. Desain Tulangan Lentur Daerah Lumpuan

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{Mu}{\ddot{b} \times d^2} = \frac{20.780.134}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 0,658 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times fc'}}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,658}{0,85 \times 35}}\right) = 0,00278$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,00278…. Maka diguanakan ρ_{min} untuk perhitungan tulangan.

1. Luas tulangan perlu

As perlu = $\rho \times d \times b$ = 0,0056 × 342 mm × 300 mm = 598,5 mm^2

2. Jumlah tulangan (N)

Pakai tulangan dengan diameter 16 mm (A1 = 201,14 mm^2)

$$N = \frac{As}{A1} = \frac{545,41 mm^2}{201,14 mm^2} = 2,97 buah \sim 3 buah$$

Luas tulangan aktual = $N \times A_1$ = 3 × 201,14 = 603,42 mm^2

3. Cek nilai Ø

$$a = \frac{Asxfy}{0,85xf'cxb} = \frac{603,42 \times 240}{0,85 \times 35 \times 300} = 16,22 \text{ mm}$$

$$1 = 0,85 - 0,05\frac{f'c - 28}{7} = 0,85 - 0,05\frac{35 - 28}{7} = 0,80$$

Tinggi area compressi beton

$$c = \frac{a}{1} = \frac{16,22}{0,80} = 20,28 \text{ mm}$$

Regangan tulangan

$$\varepsilon t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{342-20,28}{20,28} \times 0,003 = 0,047 > 0,005$$

beton terkendali tarik. Maka, faktor reduksi ϕ=0,90 dapat digunakan

4. Cek jarak maksimum

Syarat jarak maksimum yaitu sebesar diameter terbesar agregat kasar dari beton = 25 mm. Jarak antar tulangan terpasang yaitu :

$$S = \frac{b - 2 \times \text{Selimut beton} - 2 \times \text{ø Sengkang}}{Jumlah\ tulangan\ lentur - 1} = \frac{300-2\ 40\ -2(10)}{3-1} = 100 \text{ mm}$$

Jarak tulangan memenuhi syarat.

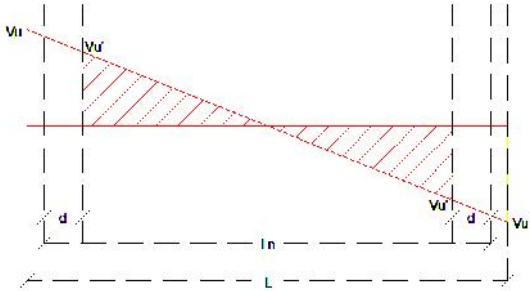
4.3.3.5 Desain Tulangan Geser

A. Perhitungan tulangan geser tumpuan

Tulangan sengkang untuk tumpuan bagian kiri dan kanan dirancang sama, sehingga, diambil nilai gaya geser maksimum dari tumpuan kiri dan tumpuan kanan.

1. Analisa Gaya Dalam

Gambar diagram gaya geser pada balok sederhana berikut ini akan menjelaskan bagaimana nilai gaya geser diperoleh.



Gambar 4. 16 Diagram Gaya Geser

2. Gaya geser nominal yang diperlukan

Vn perlu = $\frac{Vu}{\emptyset}$ = $\frac{55.414}{0,75}$ = 73.885 N

Vn merupakan jumlah dari gaya tahanan geser balok (Vc) ditambah dengan tahanan geser tulangan sengkang (Vs)

Vn = Vc + Vs

3. Cek apakah gaya geser ultimit telah cukup ditahan beton

Hitung tahanan geser beton :

Berdasarkan SNI 2847 : 2013, pasal 11.2.1.1, tahanan geser beton untuk struktur lentur

Vc $= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 342 = 101.165\ N$

Vc = 101.165 N > $\frac{Vu}{\emptyset}$ = $\frac{55.414}{0,75}$ = 78.885 N

Maka, beton saja cukup menahan gaya geser, gunakan jarak Sengkang minimum

4. Hitung Jarak Tulangan Geser

Syarat Spasi Tulangan *SNI 2847 : 2013 Pasal 21.3.4.2*
Pada daerah 2h diukur dari muka komponen struktur, spasi tulangan diambil yang terkecil dari :

- d/4 = 342 mm / 4 = 85,5 mm
- 8 D tulangan utama = 8 x 16 = 128 mm
- 24 x ø tulangan sengkang = 24 x 10 = 240 mm
- 300 mm

Tulangan diameter 10 mm akan digunakan sebabagai Sengkang. Spasi tulangan tidak boleh melebihi 85,5 mm. Untuk kemudahan pemasangan, digunakan jarak 75 mm untuk Sengkang pada daerah tumpuah (2h). Dengan demikian dipasang **Ø10 -75 mm**

B. Perhitungan tulangan geser lapangan

1. Gaya geser nominal yang diperlukan

Vn perlu = $\frac{Vu}{\emptyset} = \frac{55.414}{0,75}$ = 73.885 N
Vn merupakan jumlah dari gaya tahanan geser balok (Vc) ditambah dengan tahanan geser tulangan sengkang (Vs)
Vn = Vc + Vs

2. Cek apakah gaya geser ultimit telah cukup ditahan beton

Hitung tahanan geser beton :
Berdasarkan SNI 2847 : 2013, pasal 11.2.1.1, tahanan geser beton untuk struktur lentur

Vc $= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 342 = 101.165\ N$

Vc = 101.165 N > $\frac{Vu}{\emptyset} = \frac{55.414}{0,75}$ = 78.885N

Maka, beton saja cukup menahan gaya geser, gunakan jarak Sengkang minimum

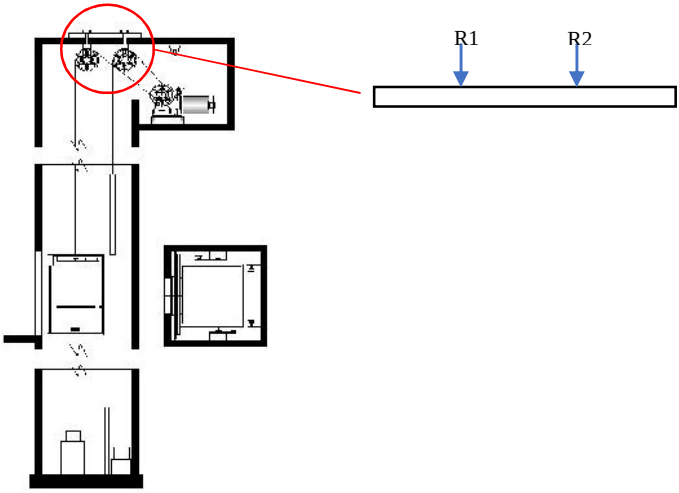
3. Hitung Jarak Tulangan Geser

Syarat Spasi Tulangan *SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.3.4*. Pada daerah sepanjang balik, spasi tulangan diambil sebesar d/2 = 342 mm / 2 = 171 mm

Tulangan diameter 10 mm akan digunakan sebabagai Sengkang. Spasi tulangan tidak boleh melebihi 171,5 mm. Untuk kemudahan pemasangan, digunakan jarak 150 mm untuk Sengkang pada daerah tumpuah (2h). Dengan demikian dipasang **Ø10 -150 mm**

4.3.4 Desain Struktur Balok Lift

Gambar 4.17 memberikan keterangan secara skematis pembebanan lift pada stuktur. Dua buah penggantung diterapkan pada balok lift dengan besarnya beban R1 dan R2 diambil sesuai dengan katalog pada tebel 4.9.



Gambar 4. 17 Skema Pembebanan pada Lift

Lift yang digunakan pada strutkur ini diproduksi oleh Hyunday Elevators, dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

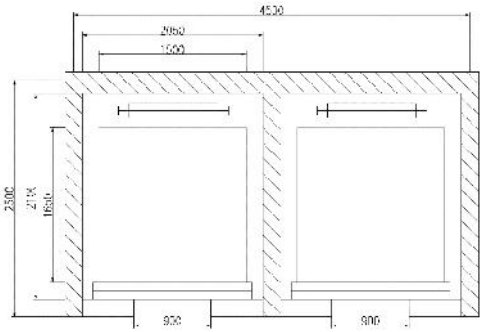
Tipe Lift : Luxen type EN81 Standard
Kapasitas : 1000 Kg (15 orang)
Kecepatan : 1,50 m/det
Dimensi sangkar internal
- Car Wide (CA) : 1650 mm
- Car Depth (CB) : 1500 mm
- Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway Size)
- Hoistway width : 2050 mm
- Hoistway Depth : 2100 mm

Beban reaksi ruang mesin
- R_1 : 5450 kg = 54,50 kN
- R_2 : 4300 kg = 43,00 kN

Tabel 4. 9 Data dimensi lift

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
1.75	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800				
	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
2.0	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				



Gambar 4. 18 Denah Lift

4.3.4.1 Data Desain Balok Lift

- Dimensi Balok Lift : 500 mm x 300 mm
- Mutu Beton (*f'c*) : 30 MPa
- Diameter tulangan utama : 13 mm
- Mutu baja tulangan utama (*fy*) : 240 Mpa
- Diameter tulangan sengkang : 10 mm
- Mutu baja sengkang (*fy*) : 240 mm

4.3.4.2 Analisa Gaya Dalam

Dari hasil pemodelan struktur menggunakan program ETABS, diperoleh nilai gaya-gaya dalam yang diperlukan untuk desain tulangan sebagai berikut :

Mu : 6,58 x 10^6 N-mm

Vu : 1.424.401 N

Desain Tulangan Lentur

A. Daerah Lapangan

1. Syarat rasio tulangan

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{Mu_{LY}}{¤b \times d^2} = \frac{6{,}58x10^6}{0{,}9 \times 1000 \times 80{,}5^2} = 0{,}836 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu } = \frac{0{,}85\times fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times Rn}{0{,}85\times fc'}}\right)$$

$$= \frac{0{,}85\times 35}{240}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 0{,}836}{0{,}85\times 35}}\right) = 0{,}0035$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$; 0,00583 > 0,0035
Maka diguanakan ρ_{min} untuk perhitungan tulangan.

2. Luas tulangan perlu

As perlu = $\rho \times 1000 \times$ dy
= 0,00583 $\times 1000 \times 80{,}5$ = 545,417 mm^2

3. Jumlah tulangan (N)

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$$N = \frac{As}{A1} = \frac{545{,}41 \text{ mm}^2}{132{,}8 \text{ mm}^2} = 4{,}107 \text{ buah} \sim 5 \text{ buah}$$

Luas tulangan aktual, As aktual = N $\times$ A1 = 664 mm

4. Cek nilai Ø

$$a = \frac{As \times f_y}{0{,}85 \times f'_y \times b} = \frac{545{,}417 \times 240}{0{,}85 \times 35 \times 1000} = 4{,}4 \text{ mm}$$

$$1 = 0{,}85 - 0{,}05 \times \frac{f'_c - 28}{7} = 0{,}85 - 0{,}05 \times \frac{35-28}{7} = 0{,}80$$

Tinggi area compressi beton

$$c = \frac{a}{1} = \frac{4{,}4}{0{,}80} = 5{,}5 \text{ mm}$$

Regangan tulangan

εt $= \frac{d-c}{c}\,0{,}003 = \frac{80{,}5-5{,}5}{5{,}5}\,0{,}003 = 0{,}041 > 0{,}005$

Maka, faktor reduksi ϕ=0,90 dapat digunakan

5. Cek jarak maksimum

Syarat jarak maksimum yaitu sebesar diameter terbesar agregat kasar dari beton = 25 mm. Jarak antar tulangan terpasang yaitu :

$$S = \frac{h - 2\,x\,\text{Selimut beton} - 2\,x\,ø\,\text{Sengkang}}{Jumlah\ tulangan\ lentur - 1}$$

$$= \frac{h - 2\,x\,\text{Selimut beton} - 2\,x\,ø\,\text{Sengkang}}{Jumlah\ tulangan\ lentur - 1} =$$

B. Daerah Tumpuan

1. Syarat rasio tulangan

Ø = 0,9 diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{Mu_{LY}}{¤b \times d^2} = \frac{6{,}58x10^6}{0{,}9 \times 1000 \times 80{,}5^2} = 0{,}836\ N/mm^2$$

$$\rho\ perlu = \frac{0{,}85 \times fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0{,}85 \times fc'}}\right)$$

$$= \frac{0{,}85 \times 35}{240}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}836}{0{,}85 \times 35}}\right) = 0{,}0035$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$;

0,00583 > 0,0035

Maka diguanakan ρ_{min} untuk perhitungan tulangan.

2. Luas tulangan perlu

As perlu = $\rho \times 1000 \times dy$

= $0{,}00583 \times 1000 \times 80{,}5$ = 545,417 mm^2

3. Jumlah tulangan (N)

Pakai tulangan dengan diameter 13 mm (A1 = 132,8 mm^2)

$$N = \frac{As}{A1} = \frac{545{,}41 mm^2}{132{,}8 mm^2} = 4{,}107\, buah \sim 5 buah$$

4. Cek nilai Ø

$$a = \frac{Asxfy}{0{,}85\, xf'cxb} = \frac{545{,}417 \times 240}{0{,}85 \times 35 \times 1000} = 4{,}4 \text{ mm}$$

$$1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{f'c - 28}{7} = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{35 - 28}{7} = 0{,}80$$

Tinggi area compressi beton

$$c = \frac{a}{1} = \frac{4{,}4}{0{,}80} = 5{,}5 \text{ mm}$$

Regangan tulangan

$$\varepsilon t = \frac{d - c}{c} 0{,}003 = \frac{80{,}5 - 5{,}5}{5{,}5} 0{,}003 = 0{,}041 > 0{,}005$$

Maka, faktor reduksi ϕ=0,90 dapat digunakan

C. Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5.(b), lendutan maksimum untuk lantai adalah L/180.

Dengan bentang terpanjang 4500, δ_{izin} = 4500/240 = 18,75 mm

Beban layan, Qu = DL + LL = 3,27 kN/m^2 + 1,24 kN/m^2

= 4,513 kN/m^2

Modulus elastisitas beton, Ec $= 4700\sqrt{f'c}$

$= 4700\sqrt{35}$

$= 27805{,}57$ N/mm^2

Momen inersia, I $= \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3$

$= 1{,}44 \times 10^8$ mm^4

Lendutan yang terjadi ,$\delta = \frac{5}{384}\frac{Qu \times L^4}{EI}$

$= \frac{5}{384} \times \frac{8{,}91\ x\ 4500^4}{27805{,}57 x\ 1{,}44\ x\ 10^8}$

$= 6{,}028$ mm

$\delta < \delta_{ijin}$ … 6,028 mm < 18,75 mm, memenuhi syarat.

4.3.4.4 Desain Tulangan Geser

A. Perhitungan tulangan geser tumpuan

Tulangan sengkang untuk tumpuan bagian kiri dan kanan dirancang sama, sehingga, diambil nilai gaya geser maksimum dari tumpuan kiri dan tumpuan kanan.

1. Gaya geser nominal yang diperlukan

Vn perlu = $\frac{Vu}{\emptyset} = \frac{1.424.401}{0{,}75}$ = 1.899.201 N

Vn merupakan jumlah dari gaya tahanan geser balok (Vc) ditambah dengan tahanan geser tulangan sengkang (Vs)

Vn = Vc + Vs

2. Cek apakah gaya geser ultimit telah cukup ditahan beton

Hitung tahanan geser beton :

Berdasarkan SNI 2847 : 2013, pasal 11.2.1.1, tahanan geser beton untuk struktur lentur

Vc $= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 800 \times 1100{,}5 = \ 868.086\ N$

Vc = 868.086 N < $\frac{Vu}{\emptyset}$ = 1.899.201 N

Maka, beton saja tidak cukup menahan gaya geser.

3. Hitung kebutuhan tulangan geser

Gaya geser yang diterima tulangan sengkang (Vs) :
Vs = Vn – Vc

= 1.899.201 N – 868.086 N = 1.031.115 N

4. Rencana Tulangan Geser

Diameter Tulangan = Ø 16 mm
Luas Tulangan (A1) = $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
= $0{,}25 \times 3{,}14 \times 16^2$ = 201,14 mm^2

6. Luas Tulangan Geser (Av)

Tulangan sengkang berjumlah 2 kaki = 2A1 = $2 \times 201{,}14\ mm^2$ = 402,28 mm^2

7. Hitung Jarak Tulangan Geser

Syarat Spasi Tulangan *SNI 2847 : 2013 Pasal 21.3.4.2*
Pada daerah 2h diukur dari muka komponen struktur, spasi tulangan diambil yang terkecil dari :

- d/4 = 1100,5 mm / 4 = 275,12 mm
- 8 D tulangan utama = 8 x 25 = 200 mm
- 24 x ø tulangan sengkang = 24 x 16 = 384 mm
- 300 mm

Maka, spasi tulangan tidak boleh melebihi 200 mm

8. Perhitungan spasi tulangan

Jarak spasi (S) yang dihitung tidak boleh melebihi spasi maksimum yaitu 200 mm.

S = $\frac{Av\ x\ fys\ x\ d}{Vs}$

= $\frac{402{,}28\ mm2\ x\ 390\ Mpa\ x\ 1100{,}5\ mm}{1031.116\ N}$ = 167 mm

~Spasi harus memenuhi syarat jarak maksimum, yaitu 200 mm ~
S = 167 mm < 200 mm [Oke]
Untuk kemudahan di lapangan, gunakan spasi 150 mm. Dengan demikian, tulangan sengkang tumpuan yaitu : **Ø16 -150** mm

B. Perhitungan tulangan geser lapangan

1. Gaya geser nominal yang diperlukan

Vn perlu = $\frac{Vu}{\emptyset}$ = $\frac{1.424.401}{0{,}75}$ = 1.899.201 N
Vn merupakan jumlah dari gaya tahanan geser balok (Vc) ditambah dengan tahanan geser tulangan sengkang (Vs)
Vn = Vc + Vs

2. Cek apakah gaya geser ultimit telah cukup ditahan beton

Hitung tahanan geser beton :
Berdasarkan SNI 2847 : 2013, pasal 11.2.1.1, tahanan geser beton untuk struktur lentur

Vc = $\frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$

= $\frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 800 \times 1100{,}5$ = 868.086 N

Vc = 868.086 N < $\frac{Vu}{\emptyset}$ = 1.899.201

Maka, beton saja tidak cukup menahan gaya geser.

3. Hitung kebutuhan tulangan geser

Gaya geser yang diterima tulangan sengkang (Vs) :
Vs = Vn – Vc

= 1.899.201 N – 868.086 N = 1.031.115 N

4. Rencana Tulangan Geser

Diameter Tulangan = Ø 16 mm
Luas Tulangan (A1) = $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
= $0{,}25 \times 3{,}14 \times 16^2$ = 201,14 mm^2

5. Luas Tulangan Geser (Av)

Tulangan sengkang berjumlah 2 kaki = 2.A1 = 2 × 201,14 mm^2
= 402,28 mm^2

6. Hitung Jarak Tulangan Geser

Syarat Spasi Tulangan *SNI 2847 : 2013 Pasal 21.3.4.2*
Pada daerah 2h diukur dari muka komponen struktur, spasi tulangan diambil yang terkecil dari :

- d/4 = 1100,5 mm / 4 = 275,12 mm
- 8 D tulangan utama = 8 x 25 = 200 mm
- 24 x ø tulangan sengkang = 24 x 16 = 384 mm
- 300 mm

Maka, spasi tulangan tidak boleh melebihi 200 mm

7. Perhitungan spasi tulangan

Jarak spasi (S) yang dihitung tidak boleh melebihi spasi maksimum yaitu 200 mm.

$$S = \frac{Av \times fys \times d}{Vs}$$

$$= \frac{402{,}28\ mm2 \times 390\ Mpa \times 1100{,}5\ mm}{1031.116\ N} = 167 \text{ mm}$$

~Spasi harus memenuhi syarat jarak maksimum, yaitu 200 mm ~
S = 167 mm < 200 mm [Oke]
Untuk kemudahan di lapangan, gunakan spasi 150 mm. Dengan demikian, tulangan sengkang tumpuan yaitu : **Ø16 -150** mm

4.4 Pemodelan Struktur

4.4.1 Pembebanan Pada Struktur

A. Beban Mati

1. Berat Sendiri Struktur Bangunan

Beban mati terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan. Berat sendiri struktur (balok, kolom, pelat, dan tangga) telah dihitung otomatis oleh software ETABS dengan menambahkan *selfweight* = 1.

2. Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)

Berikut ini adalah beban mati tambahan yang di-input pada pemodelan struktur

Tabel 4. 10 Beban mati pada gedung

No	Jenis Beban	Letak Beban	Nilai Beban
1	Lantai		
	Plafond + Penggantung	Pelat	0,018 Ton/m^2
	Adukan (Spesi)	Pelat	0,021 Ton/m^2
	Keramik 0,5 cm	Pelat	0,024 Ton/m^2
	Plumbing	Pelat	0,040 Ton/m^2
	Total		3,425 Ton/m^2
2	Dinding Pasangan ½ Bata		
	Lantai Dasar – Lantai 9	Balok	0,75 Ton/m’
3	Lift	Balok Lift	12000 kg

C. Beban Hidup

- Beban hidup lantai, LL: 1,92KN/m2 (SNI 1727 : 2013 Tabel 4-1)
- Beban hidup atap, Lr : 0,8 KN/m^2

D. Beban Gempa

- **Kategori hunian dan faktor keutamaan**

Faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan Tabel 2 SNI 1726-2012. Pada Tugas Akhir ini gedung yang didesain adalah apartemen sehingga termasuk kategori risiko I dengan faktor keutamaan gempa = 1.

- **Penentuan kelas situs**

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi

parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2).

Data tes SPT yang digunakan dalam studi ini diberikan pada **lampiran**. Berikut adalah hasil pengolahan data tanah untuk menentukan kelas situs.

Tabel 4. 11 Nilai N-SPT

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	2	1
4	2	9	0,222222
6	2	23	0,086957
8	2	24	0,083333
10	2	35	0,057143
12	2	48	0,041667
14	2	50	0,04
16	2	50	0,04
18	2	50	0,04
20	2	50	0,04
22	2	31	0,064516
24	2	40	0,05
26	2	50	0,04
28	2	50	0,04
30	2	50	0,04
Total	30		1,885838

$$\bar{N} = \frac{30}{1,88} = 15,9$$

Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai $\bar{N}$ =15,9, lokasi bangunan berada pada kelas situ SD (Tanah sedang)

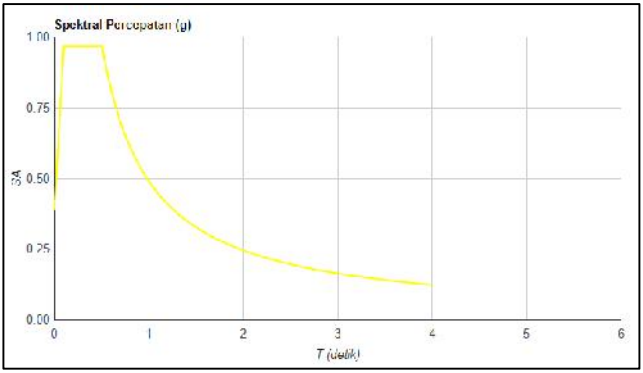
- **Penentuan Nilai S_{DS} dan S_{D1} Menggunakan Aplikasi Puskim**

Untuk memperoleh nilai parameter S_{DS} dan S_{DI}, perlu diketahui beberapa data sebagai berikut :

- Lokasi Bangunan : Bandung
- Jenis Tanah : SD

Berikut adalah input parameter pada aplikasi tersebut.

Gambar 4. 19 Koordinat dan Lokasi Bangunan yang Ditinjau (Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia)



Gambar 4. 20 Respons Spektrum Desain dari Program Bantu Spektra Indonesia (Sumber: Program Bantu Spektra Indonesia)

Hasil *running* program yaitu berupa data-data parameter sebagai berikut :

Tabel 4. 12 Output Program Bantu Spektra Indonesia

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.592
SS (g)	1.5
S1 (g)	0.504
CRS	0.968
CR1	0.904
FPGA	1
FA	1
FV	1.5
PSA (g)	0.592
SMS (g)	1.5
SM1 (g)	0.756
SDS (g)	1
SD1 (g)	0.504
T0 (detik)	0.592
TS (detik)	1.5

- **Kategori Desain Seismik**

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan dengan fungsi apartemen masuk kedalam kategori resiko II dengan I_e = 1,0. Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, **Tabel 4.13** dan **Tabel 4.14** Dimana, S_{DS} = 1g dan S_{D1} = 0,504g. Dari kedua tabel tersebut diatas, diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

- **Koefisien Modifikasi Response**

Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit direncanakan akan menggunakan tipe E.2 yaitu sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen menengah dimana dinding geser akan memikul 75% gaya lateral sedangkan rangka bangunan memikul paling sedikit 25% gaya lateral dan beban gravitasi. Untuk memperoleh ^{a} (Koefisien Modifikasi Respon), Ω_0^g(Faktor Kuat Lebih Sistem), dan C_d^b (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 9 pada SNI 1726-2012 akan digunakan.
Dengan kategori desain seismik D, diporeleh :

- $R^a = 7$
- $\Omega_0^g = 2,5$
- $C_d^b = 5,5$

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^{c}				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^{d}	E ^{d}	F ^{e}
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI

- **Periode Fundamental Pendekatan**

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (Ta) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta $_n$ merupakan total tinggi bangunan. Ta C_t dan x diambil dati tabel 15, serta hn merupakan tinggi bangunan.

$Ta = C_t h_n^x = 0,0488 \times 30^{0,75} = 0,625$ Detik

- **Koefisien response seismic (C_s)**

Berdasarkan SNI 1726-2012 ps. 7.8.1.1, nilai C_s dihitung berdasarkan perumusan berikut :

$C_s = S_{DS}/(R/I)$

Dimana :

R = Faktor modifikasi respon = 7

Ie = Faktor keutamaan gempa = 1

Sds = 0,967 g

Maka,

C_s = 0,967 / (7/1) = 0,138

Nilai tersebut tidak kurang dari :

$C_{s\text{-}min} = 0{,}044\ S_{DS}\ I_e$

$= 0{,}044 \times 0{,}967 \times 1$

$= 0{,}0425$ atau 0,01

Dan tidak lebih dari :

$C_{s\text{-}Max} = S_{DS}/\ (T \times (R/I_e)) = 0{,}967\ /\ (0{,}625 \times\ (7/1)) = 0{,}221$

Maka, nilai C_s = 0,138 dapat digunakan

- **Berat Seismic Efektif (Wt)**

Berat seismic efektif yang diatur dalam **pasal 7.7.2** harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar di bawah ini:

1. Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25 persen beban hidup lantai (beban hidup lantai di garasi publik dan struktur parkiran terbuka, serta beban

penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai, tidak perlu disertakan);

2. Jika ketentuan untuk partisi disyaratkan dalam desain beban lantai: diambil sebagai yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0,48 kN/m2;
3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
4. Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

Dengan menggunakan program Etabs nilai berat seismik efektif diperoleh dengan mengambil total reaksi tumpuan pada sumbu Z akibat kombinasi beban 1 DL + 1 SDL + 0,5 LL.
Wt = 10.310 Ton
Sebagai Kontrol, nilai W dari program Etabs ini dibandingkan dengan perhitungan berat struktur secara manual seperti yang diberikan pada Tabel.

Tabel 4. 13 Berat lantai

Lantai	Beban Mati	Beban Hidup
Lt.Dasar	1674,81	185,64
Lt.1	847,04	188,98
Lt.2	968,94	191,30
Lt.3	847,04	188,98
Lt.4	847,04	188,98
Lt.5	847,04	188,98
Lt.6	847,04	188,98
Lt.7	847,04	188,98
Lt.8	847,04	188,98
Lt.Atap	863,80	98,54
Total	9436,82	1798,38
1D + 0,5 L		10336,01

- **Gaya Dasar Statik (V_s)**

Gaya dasar statik (V_s) harus dihitung dan dibandingkan dengan *base reaction* akibat beban gempa dinamik riwayat waktu (V_d). Nilai V_d disyaratkan haru lebih besar dari 85% V_s.
Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps. 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik (V) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI 1726-2012.

$$\mathbf{V} = C_s \times W_t$$

Dengan nilai W sebesar 10.336 Ton dan Cs sebesar 0,138 , diperoleh nilai gaya seismik dasar sebesar :
V = W×Cs = 10.336 Ton×0,138 = 1424 Ton

E. Analisa Gempa Riwayat Waktu

Analisa dinamik riwayat waktu akan dilakukan untuk mengetahui pengaruh TMD pada struktur. Prosedur analisa mangacu pada SNI 1726-2012 Pasal 11 dengan menyertakan beberapa acuan lain yang bersumber dari jurnal dan buku.

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 11.1.4, untuk analisa gempa riwayat waktu paling sedikit harus digunakan tiga buah gerak tanah. Untuk tiap gerak tanah, di mana I adalah penamaan untuk setiap gerak tanah yang dipertimbangkan, nilai maksimum gaya geser dasar, i V , gaya dalam elemen struktur, Ei Q , yang diskalakan. Untuk penggunaan minimal tujuh catatan gempa, maka response dan simpangan lantai yang diambil merupakan nilai rata-rata dari tiap pembebanan gempa yang ditinjau.

1.Catatan Gempa

Dalam perencanaan ini, digunakan 7 buah catatan gempa, diantaranya :

1. Gempa Kobe

Nama	: Kobe, Japan
Tanggal	: 16 Januari 1995
Selang waktu perdata	: 0,01 detik
Total waktu	: 40,95 detik
Percepatan maksimal	: 0.314 g

2. Gempa Northridge

Nama	: Northridge Earthquake
Tanggal	: 17 Januari 1994
Selang waktu perdata	: 0,005 detik
Total waktu	: 28,6 detik
Percepatan maksimal	: 0.409 g

3. Gempa San-Fernando, Pacoima Dam

Nama	: San Fernando, Pacoima Dam
Tanggal	: 9 Februari 1971
Jumlah data	: 4172
Selang waktu perdata	: 0,01 detik
Total waktu	: 41,71 detik
Percepatan maksimal	: 1,219 g

4. Gempa Kern Country

Nama	: Kern Country
Tanggal	: 21 Juli 1952
Jumlah data	: 14000
Selang waktu perdata	: 0,005 detik

Total waktu : 69,99 detik

Percepatan maksimal : 0,0413 g

5. Gempa El-Centro

Nama : Silmar County

Tanggal : 9 February 1971

Selang waktu perdata : 0,02 detik

Total waktu : 69,99 detik

Percepatan maksimal : 0,673 g

6. Gempa Newhall

Nama : Kern Country

Tanggal : 21 Juli 1052

Jumlah data : 14000

Selang waktu perdata : 0,005 detik

Total waktu : 69,99 detik

Percepatan maksimal : 0,0413 g

7. Gempa Hellena

Nama : Hellena Montana

Tanggal : 31 Oktober 1935

Jumlah data : 5093

Selang waktu perdata : 0,01 detik

Total waktu : 50,91 detik

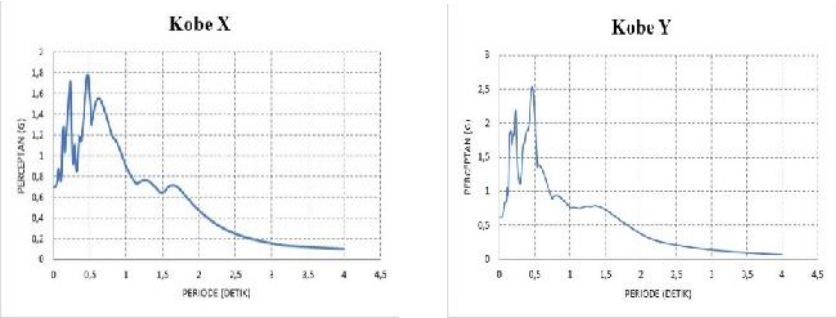
Percepatan maksimal : 0,104 g

Tujuh riwayat gempa tersebut di atas akan dijadikan input pada program analisa struktur ETABS. Sebelum dilakukan input, setiap

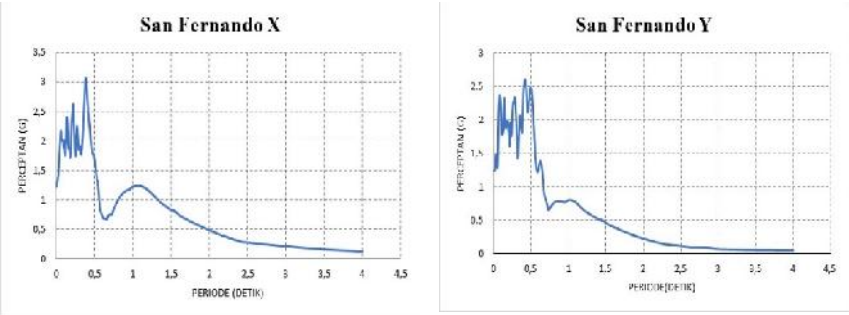
groundmotion terlebih dahulu harus disesuaikan agar memiliki energi yang sama dengan response spektrum setempat.

2. Konversi *Ground Motion*

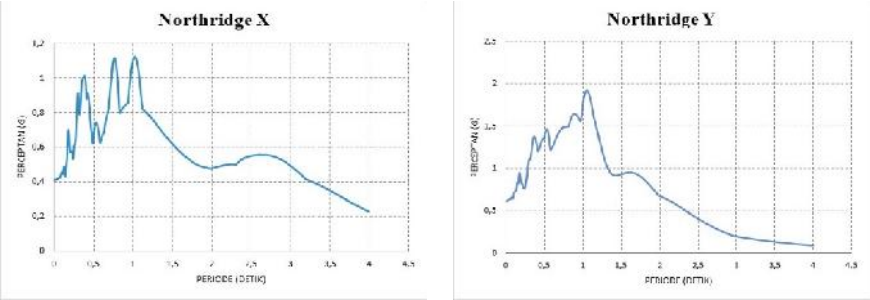
Dalam menskalakan catatan gempa, data *groundmotion* sebelumnya dikonversi ke dalam bentuk *response pseudo acceleration*. Proses konversi tersebut dilakukan dengan menggunakan aplikasi *Seismosignal*. Data response berupa waktu dan percepatan selanjutnya diskalakan menggunakan prosedur yang diatur oleh AISC seperti yang akan dijelaskan. Berikut adalah hasil konversi dari semua *groundmotion* tersebut.



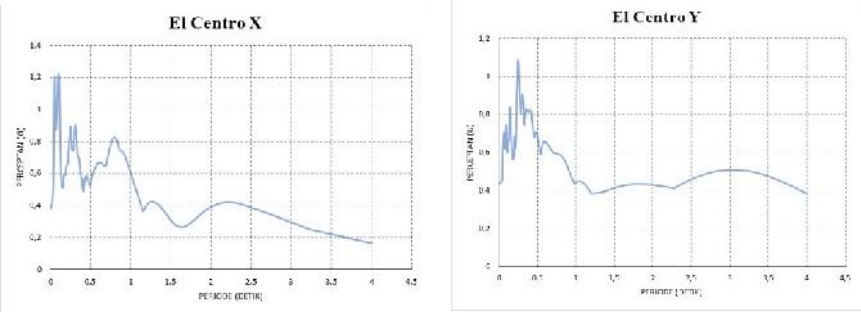
Gambar 4. 21 Response Gempa Kobe



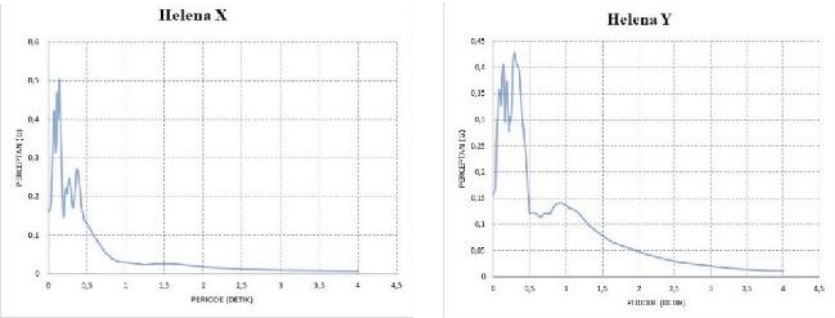
Gambar 4. 22 Response Gempa San Ferando



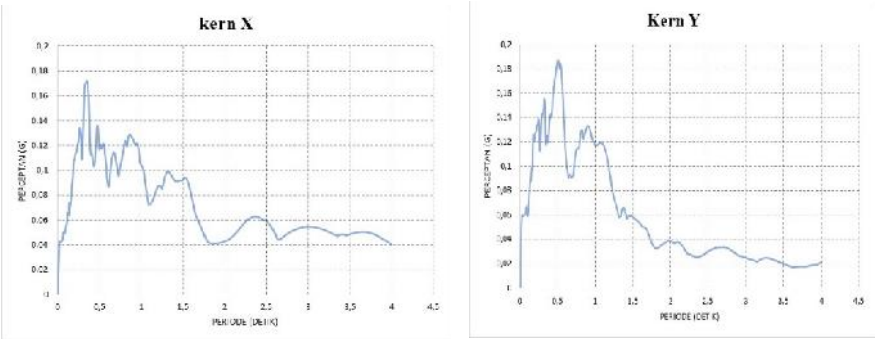
Gambar 4. 23 Response Gempa Northridge



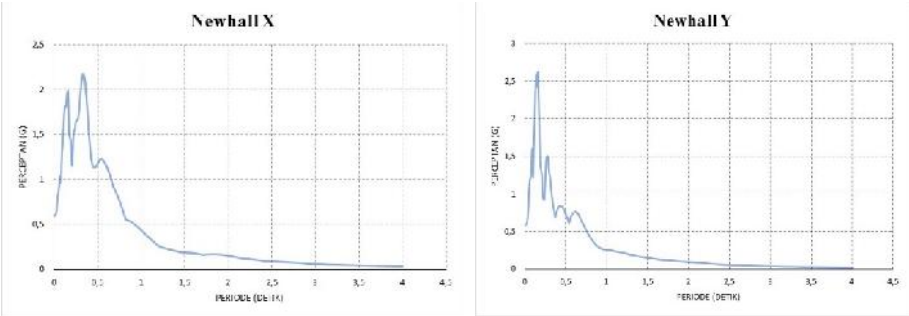
Gambar 4. 24 Response Gempa El-Centro



Gambar 4. 25 Response Gempa Helena



Gambar 4. 26 Response Gempa Kern Country



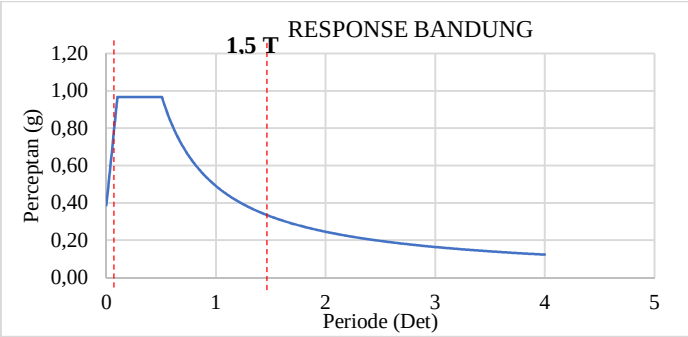
Gambar 4. 27 Response Gempa Newhall

3. Prosedur Scalling Ground Motion

Prosedur *scalling* yang dilakukan dalam pengerjaan studi ini terdiri dari beberapa tahapan seperti berikut :

1. Menentukan periode rentang yang akan diskalakan berdasarkan pada SNI 1726:2012, Ps.11.1.3.2. *Ground Motion* haruslah diskalakan sedemikian hingga diperolah nilai rata-rata dari respon spektrum dengan redaman 5% pada rentang 0,2 T hingga

1,5 T, dimana T adalah periode natural struktur pada mode fundamental.



Gambar 4. 28 Response Bandung

Periode fundamental struktur (T) adalah 0,682 detik.
Maka, 0,2 T = 0,138 det dan 1,5 T = 1,0 Det.

2. Menentukan faktor skala berdasarkan metode yang diberikan oleh Erol Kalkan dan Anil K.Chopra seperti dapat dilihat pada gambar berikut. Sebagai contoh, akan diberikan prosedur penskalaan gempa Kobe. Untuk memperoleh faktor skala, digunakan rumusan berikut ini :

$$SF = \frac{\left(\sum_{i=n}^{n} A' \times A_i\right)}{\left(\sum_{i=n}^{n} A_i \times A_i\right)} = \frac{(A'_1 \times A_{i-1}) + (A'_2 \times A_{i-2}) + \ldots + (A'_n \times A_{i-n})}{(A_{i-1} \times A_{i-1}) + (A_{i-2} \times A_{i-2}) + \ldots + (A_{i-n} \times A_{i-n})}$$

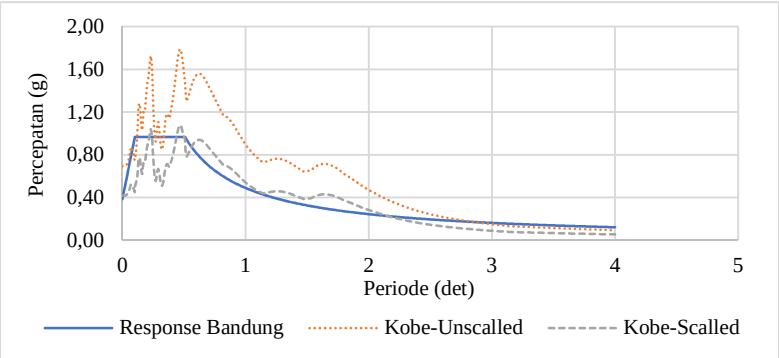
Dimana A’ dan A_i berturut-turut adalah adalah percepatan response kobe dan response bandung pada rentang 0,2 T = 0,138 det dan 1,5 T = 1,0 Det. Berikut nilai percepatan dalam satuan gravitasi.

Tabel 4. 14 Periode gempa Bandung dan gempa Kobe

No.	Response Bandung		Response Kobe	
	Periode (det)	Percepatan, A' (g)	Periode (det)	Percepatan, Ai (g)
1	0,1300	0,96700	0,1300	1,2556
2	0,1400	0,96700	0,1400	1,2796
3	0,1500	0,96700	0,1500	1,1249
4	0,1600	0,96700	0,1600	1,034
…	…	…	…	…
…	1,0200	0,48039	1,0200	0,8675
N	1,0300	0,47573	1,0300	0,8533

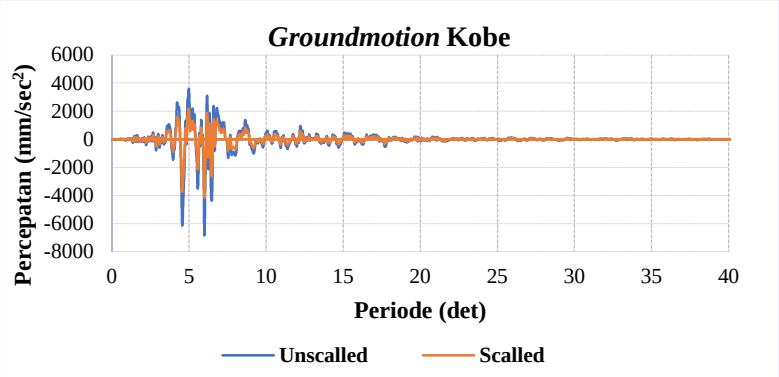
Dengan metode yang usulkan oleh Erol Kalkan dan Anil K.Chopra, diperoleh nilai faktor skala untuk catatan gempa kobe seperti berikut :

$$SF = \frac{(0,961 \times 0,840) + (0,967 \times 0,991) + ... + (0,475 \times 0,853)}{(0,840 \times 0,840) + (0,991 \times 0,991) + ... + (0,853 \times 0,853)} = 0,606$$



Gambar 4. 29 *Response Spektrum Kobe yang Diskalakan*

Faktor skala yang telah dihitung tersebut selanjutnya digunakan untuk mengkoreksi skala gempa kobe aktual. Berikut adalah *groundmotion* gempa Kobe-x yang telah diperkecil oleh faktor skala.



Gambar 4. 30 Ground motion Kobe yang

Prosedur yang sama dilakukan untuk semua pasang gempa, sehingga diperoleh faktor skala *ground motion* seperti pada tabel berikut.

Tabel 4. 15 Faktor skala semua catatan gempa

Gempa	Faktor Skala	
	Arah - X	Arah - Y
Kobe	0,6061	0,5477
San Fernando	0,4805	0,4967
Northridge	0,8995	0,5474
El Centro	1,1337	1,1983
Helena	4,3585	3,2176
Kern County	6,6542	5,9645
Newhall	0,6402	0,7741

Dalam input gaya gempa di program ETABS, nilai faktor skala tersebut masing-masing dikalikan dengan I/R, dimana I adalah keutamaan gempa sebesar 1 dan R adalah faktor modifikasi respon sebesar 7.

4.4.2 Kontrol Analisa Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Perioda Struktur
- Kontrol Akhir Base Reaction
- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Sistem Ganda
- Kontrol Simpangan
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga
- Kontrol Pengaruh P – Delta

4.4.2.1 Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1, Periode fundamental struktur tidak boleh melebihi periode batas atas yang dihitung (Cu×Ta), dengan demikian :

- Jika Tc > Cu×Ta maka digunakan T = Cu×Ta
- Jika Ta < Tc < Cu×Ta maka digunakan T = Tc
- Jika Tc < Ta maka digunakan T = Ta

Dimana :

- Ta, Periode fundamental pendekatan

Dihitung berdasarkan persamaan 26, SNI 1726:2002. Dengan parameter C_t dan *x* diambil dati tabel 15, serta hn merupakan tinggi bangunan.
$Ta = C_t h_n^x = 0{,}0488 \times 30^{0{,}75} = 0{,}625$ Det

- Cu = Koefisien untuk batas atas
  Diperoleh pada tabel 14 SNI 1726:2012 yaitu sebesar 1,4

- Tc = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis computer = 0,672 det

Maka,

Cu × Ta = 1,4 × 0,625 = 0,875 Det

Ta (0,625 det) < **Tc (0,672 det)** < Cu x Ta (0,875 det), periode hasil analisa program computer masih berada pada rentang yang diijinkan.

4.4.2.2 Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing-maisng arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel di bawah ini.

Tabel 4. 16 Partisipasi massa pada tiap ragam getar

c	Periode (Det)	Sum UX	Sum UY
1	0,672033	0,7493	1,713E-09
2	0,542085	0,7493	0,7178
3	0,526608	0,75009	0,7178
4	0,182483	0,86511	0,7178
5	0,135635	0,86511	0,8702

6	0,13131	0,86567	0,8702
7	0,094668	0,86567	0,87033
8	0,082928	0,90105	0,87033
9	0,06311	0,90105	0,91131
10	0,043499	0,90433	0,9431
11	0,041518	0,97714	0,94493
12	0,030195	0,97723	0,98674

Berdasarkan tabel tersebut, dapat diketahui bahwa partisipasi massa telah mencapai 90% pada mode ke 8 untuk arah X dan mode ke 9 untuk arah Y. Dengan demikian, syarat partisipasi massa telah terpenuhi

4.4.2.4 Kontrol Akhir Base Shear

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $Vdinamik$ harus lebih besar sama dengan 85% $Vstatik$. V static, seperti telah dihitung pada subbab… yaitu sebesar **1611,4 Ton**.. Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan :

$V_{dinamik} \geq 0{,}85\ V_{statik}$

$V_{dinamik} \geq 0{,}85 \times 1611{,}4 = 1369{,}7$ Ton.

$V_{dinamik}$ diperoleh dari nilai *base reaction* maksimal akibat analisa gempa riwayat waktu yang dikenakan pada Gedung. Berikut adalah nilai *base reaction* dan kontrol terhadap persyaratan SNI pasal 7.9.4

Tabel 4. 17 Base reaction dinamis

Gempa	Base Reaction (Ton-f)	Keterangan
Kobe - X	592	Tidak memenuhi
Kobe - Y	431	Tidak memenuhi
San Fernando -X	309	Tidak memenuhi

San Fernando - Y	340	Tidak memenuhi
Northridge -X	637	Tidak memenuhi
Northridge - Y	541	Tidak memenuhi
Kern-X	430	Tidak memenuhi
Kern-Y	519	Tidak memenuhi
Helena-X	210	Tidak memenuhi
Helena-Y	242	Tidak memenuhi
El-Centro-X	648	Tidak memenuhi
El-Centro-Y	94	Tidak memenuhi
Newhall-X	1139	Tidak memenuhi
Newhall-Y	687	Tidak memenuhi

Karena semua nilai base reaction belum memenuhi persyaratan, maka perlu adanya faktor skala yang dihitung dengan prosedur seperti berikut. Faktor skala ini digunakans sebagai input untuk menggantikan factor skala sebelumnya.

$$\frac{I}{R} \times \frac{0,85 \times V_{Statik}}{Base\,\mathrm{Re}action} \times Skala\,\mathrm{Re}sponse$$

Contoh : <u>Gempa Kobe arah X</u>

Base reaction = 592 Ton

Faktor keutamaan bangunan, I = 1

Faktor modifikasi response, R = 7

Faktor skala baru $= \frac{1}{7} \times \frac{1369,7}{592} \times 0,606 = 0,20$

Faktor skala untuk semua percepatan gempa diberikan pada tabel berikut.

Tabel 4. 18 Faktor skala baru untuk pembesaran base reaction dinamis

Gempa	Faktor skala baru
Kobe - X	0,20
Kobe - Y	0,25
San Fernando -X	0,30
San Fernando - Y	0,29
Northridge -X	0,28
Northridge - Y	0,20
Kern-X	3,03
Kern-Y	2,25
Helena-X	4,06
Helena-Y	2,60
El-Centro-X	0,34
El-Centro-Y	2,49
Newhall-X	0,11
Newhall-Y	0,22

4.4.2.5 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan peraturan SNI Gempa, beban lateral akibat gempa dipukul oleh dinding geser atau brasing dan rangka pemikul momen. Sedikitnya 25% dari beban dasar geser nominal harus dipikul oleh rangka pemikul momen. Tabel... dan ... berikut akan memberikan output gaya geser akibat gempa yang dipikul oleh rangka dan dinding geser.

Tabel 4. 19 Gaya geser yang dipikul rangka dan dinding geser

Gempa	Gaya Gempa Pada Tumpuan (Ton-f)			
	Arah-X		Arah-Y	
	Shear Wall	Rangka	Shear Wall	Rangka
Kobe	1281,82	786,45	1037,45	731,63
San Fernando	992,01	615,45	1063,84	712,98
Northridge	1078,60	618,83	816,00	734,33
El-Centro	966,57	589,13	1107,31	760,29
Helena	1091,97	668,68	1074,38	724,10
Kern	1139,49	693,06	1045,20	732,15
Newhall	1091,80	662,86	1145,74	792,00

Tabel 4. 20 Porsentase proporsi gaya dalam

Gempa	Proporsi			
	Arah-X		Arah-Y	
	Shear Wall	Rangka	Shear Wall	Rangka
Kobe	62%	38%	59%	41%
San Fernando	62%	38%	60%	40%
Northridge	64%	36%	53%	47%
El-Centro	62%	38%	59%	41%
Helena	62%	38%	60%	40%
Kern	62%	38%	59%	41%
Newhall	62%	38%	59%	41%

Berdasarkan Tabel 4.20, nilai proporsi gaya geser yang diterima oleh rangka baik akibat gempa arah X maupun arah Y berada pada kisaran 38% s/d 41 %. Rasio tersebut telah memenuhi syarat minimal yang harus dipikul oleh rangka, yaitu 25%

4.4.2.6 Kontrol Drift

Dalam SNI Gempa 2002, kinerja batas layan dan batas ultimit merupakan persyaratan yang harus terpenuhi. Dua kontrol tersebut dilakukan agar *drift* lantai masih berada pada tingkatan yang membuat struktur tetap aman disamping untuk menyediakan kenyamanan penghuni. Meskipun dua kontrol tersebut telah dihilangkan dalam SNI Gempa 2012, dan sebagai gantinya drift dikontrol berdasarkan **Gambar 5, Pasal 7.9.3**, pada pengerjaan tugas akhir ini kinerja batas layan dan ultimit tetap dijadikan acuan untuk membandingkan kinerja struktur sistem ganda dengan sistem struktur TMD. **Bab 5.4** akan menjelaskan secara terperinci mengenai kontrol tersebut.

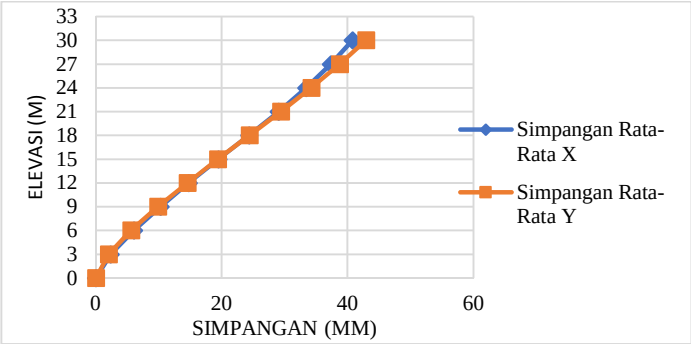
Tabel 4.21 dan **Tabel 4.22** berikut memberikan nilai simpangan maksimal tiap-tiap lantai akibat tujuh riwayat gempa. Mengacu pada SNI 1726:2012, Ps.11.1.4, jika paling sedikit digunakan tujuh riwayat gempa, nilai simpangan untuk evaluasi dapat diambil dari rata-rata simpangan lantai yang dihasilkan oleh masing-masing riwayat gempa.

Tabel 4. 21 Simpangan Lantai Arah X

Lantai	Simpangan Akibat Gempa							Simpanga rata-rata
	El-Centro	Helena	Kern	Kobe	Newhill	Northridge	S.Fernando	
1	2,3	2,8	2,6	2,2	2,0	2,3	2,3	2,4
2	6,0	6,5	6,9	5,8	5,3	6,1	5,8	6,1
3	10,4	9,8	12,0	10,2	9,1	10,7	9,8	10,3
4	15,1	12,6	17,5	15,1	13,1	15,6	14,5	14,8
5	19,8	16,5	23,0	20,0	17,1	20,6	19,5	19,5
6	24,5	20,8	28,6	25,2	21,2	25,6	24,8	24,4
7	29,0	25,4	33,8	30,1	24,8	30,4	29,9	29,0
8	33,0	30,5	38,5	34,5	28,1	34,7	34,6	33,4
9	36,6	35,4	42,8	38,4	31,0	38,5	38,8	37,3
10	39,7	39,7	46,5	41,8	33,5	41,9	42,4	40,8

Tabel 4. 22 Simpangan Lantai Arah Y

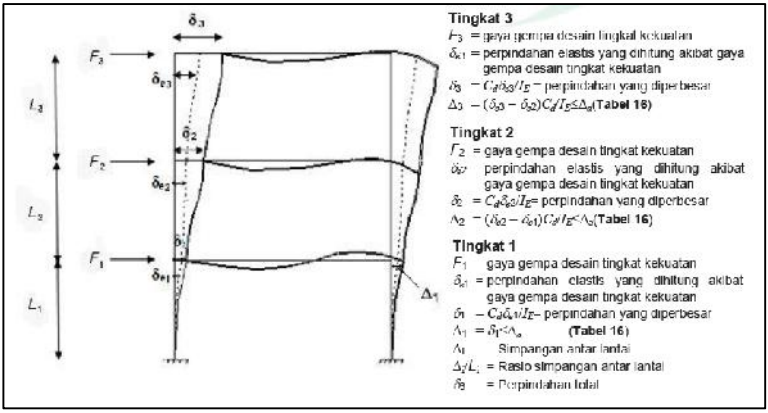
Lantai	Simpangan Akibat Gempa							Simpanga rata-rata
	El-Centro	Helena	Kern	Kobe	Newhill	Northridge	S.Fernando	
1	3,54	2,79	1,66	0,33	1,91	1,99	2,27	2,07
2	9,16	6,89	4,22	3,29	4,90	5,18	5,50	5,59
3	16,05	11,43	7,25	7,88	8,45	9,08	8,98	9,87
4	23,82	16,06	10,52	13,30	12,41	13,47	12,40	14,57
5	32,06	20,61	13,87	18,91	16,64	18,10	15,53	19,39
6	40,90	25,39	17,33	24,53	21,14	23,00	18,56	24,41
7	49,79	30,44	20,69	30,21	25,61	27,85	21,27	29,41
8	58,44	35,66	23,94	35,29	30,11	32,50	23,85	34,26
9	66,60	40,84	27,02	39,22	34,45	36,84	26,42	38,77
10	74,00	45,71	29,85	42,55	38,39	40,75	29,43	42,95



Gambar 4. 31 Simpangan Total Lantai

Kontrol Dirft Berdasarkan SNI 1726:2012

Sesuai dengan SNI Pasal 7.9.3, Gambar 5. Drift lantai harus memenuhi persyaratan berikut :



Gambar 4. 32 *Drift* ijin berdasarkan SNI 1726:2012

Nilai drift tiap-tiap lantai tersebut harus diperbesar oleh faktor pembesaran defleksi (C) sesuai dengan tabel 9 SNI 1726:2012, dan bagi dengan faktor keutamaan (sebesar **1** untuk bangunan yang ditinjua pada tugas akhir ini). Untuk sistem struktur dual system, nilai pembesaran tersebut yaitu 5,5 kali. Selanjutnya, nilai drift yang telah diperbesar dibandingkan dengan persyaratan pada table 16 SNI 1726:2012 seperti berikut :

Tabel 4. 23 Drift Ijin berdasarkan tipe struktur

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0{,}025h_{sx}$[c]	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$	$0{,}007\,h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$

Untuk bangunan *dual system* dengan kategori risiko 1, diambil *drift* ijin sebesar 0,020hs$_x$,dimana h_{sx} adalah tinggi lantai yang ditinjau yaitu sebesar 3 meter untuk semua lantai.

Tabel 4. 24 Kontrol *drift* rata-rata arah X

Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Pembesaran drift, $\delta_x \times$ C. (mm)	Syarat *drift* yang diijinkan 0,02 h_{sx} (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	2,36	12,96	60	Oke
2	3,71	20,40	60	Oke
3	4,23	23,28	60	Oke
4	4,49	24,68	60	Oke
5	4,72	25,94	60	Oke
6	4,89	26,88	60	Oke
7	4,66	25,63	60	Oke
8	4,37	24,05	60	Oke
9	3,92	21,57	60	Oke
10	3,44	18,89	60	Oke

Tabel 4. 25 Kontrol *drift* rata-rata arah Y

Lantai	Drift rata-rata arah Y, δ_x (mm)	Pembesaran drift, $\delta_x \times$ C. (mm)	Syarat *drift* yang diijinkan 0,01 h_{sx} (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	2,07	11,39	60	Oke
2	3,52	19,36	60	Oke
3	4,28	23,55	60	Oke
4	4,69	25,81	60	Oke
5	4,82	26,52	60	Oke
6	5,02	27,60	60	Oke
7	5,00	27,52	60	Oke
8	4,85	26,65	60	Oke
9	4,51	24,82	60	Oke
10	4,19	23,02	60	Oke

4.5 Perancangan Detail Komponen Stuktur Utama

4.5.1 Balok Induk

1. Umum

Struktur dual system terdiri atas komponen rangka dan dinding geser. Dalam tugas akhir ini, rangka didesain menggunakan sistem SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusu) dan stuktur dinding geser didesain menggunakan sistem dinding struktural khusus.

Terdapat beberapa syarat dalam SNI untuk mendesain struktur balok dengan sistem SRPMK seperti berikut :

- Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi 0,1*Agf'c* (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.1). Aksial pada balok sangatlah kecil (Pu=0), lihat output SAP, oleh karena itu perrsyaratan di atas sudah terpenuhi.

  Pu < 0,1*Agf'c* ⇒ memenuhi syarat.

- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.2).

  Ln = 7000 – (2x ½ x 500) = 6500 mm

  d = 600 – 40 – 13 – (19/2) = 537,5 mm

  4d = 4 (537,5) = 2150 mm

  Ln > 4d ⇒ memenuhi syarat

- Lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3 h dan 250 mm (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3).

  0,3 h = 180 mm < b_w = 400 ⇒ memenuhi syarat.

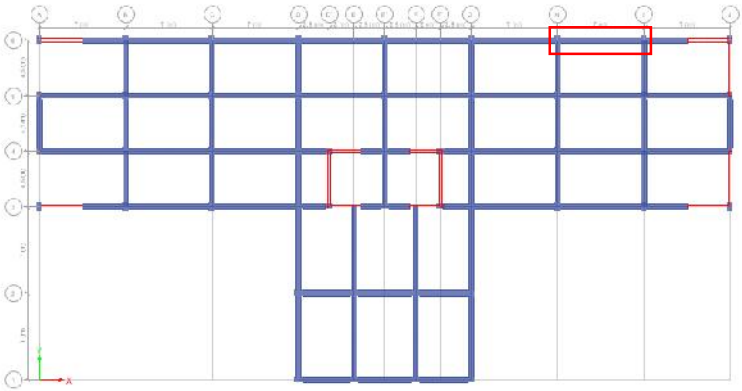
  b_w = 400 mm > 250 mm ⇒ memenuhi syarat.

Berikut ini adalah data-data dalam perencanaan stuktur balok induk.

Data-data penulangan balok induk :

Tinggi balok	= 600	mm
Lebar balok	= 400	mm
Mutu balok	= 30	MPa
Mutu tulangan	= 400	MPa
Diameter tulangan lentur	= D19	mm
Diameter tulangan geser	= D13	mm
Diameter tulangan torsi	= D25	mm
Selimut beton	= 40	mm

Balok yang ditinjau



Gambar 4. 33 Denah Pembalokan

2. Kombinasi Beban Terfaktor Berdasarkan SNI Beton 2013

Dalam SNI Beton 2013 pasal 9.2 terdapat 7 jenis kombinasi pembebanan yang harus diperhatikan dalam perancangan elemen suatu struktur bangunan. Dua diantaranya merupakan kombinasi khusus pembebanan akibat gempa. Dalam penerapannya, hanya kombinasi beban yang relevan saja yang perlu ditinjau (Imran, 2014). Kombinasi-kombinasi tersebut terdiri atas :

a. Kombinasi pembabanan non-gempa

U = 1,4 D

U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A atau R)

U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (A atau R)

b. Kombinasi pembebanan gempa

U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E

U = 0,9 D ± 1,0 E

3. Gaya Dalam yang Bekerja

Perhitungan gaya dalam akibat pembebanan gravitasi dan komponen vertical gaya gempa terutama dilakukan di penampang-penampang kritis elemen, yaitu di tengah bentang (momen positif) dan di muka-muka tumpuan (momen negatif). Perhitungan momen akibat beban gravitasi dan gempa pada balok dilakukan oleh *software Etabs.*

Dengan digunakannya 7 (tujuh) buah catatan gempa, maka gaya-gaya dalam yang digunakan merupakan nilai rata-rata. Berikut ini adalah output gaya dalam rata-rata yang diperoleh dari program analisa struktur Etabs.

Tabel 4. 26 Gaya dalam balok pada tumpuan kiri akibat kombinasi gempa

Kombo	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	113.354	78	40.221	220.571.263
1,2 D - Ex + L	-169.413	- 76	- 39.100	- 249.496.749
1,2 D + Ey + L	15.577	165	99.221	58.252.341
1,2 D - Ey + L	- 70.589	- 162	- 98.240	- 85.127.116
0,9 D + Ex	122.443	78	40.221	224.818.993
0,9 D - Ex	-160.324	- 76	- 39.100	- 245.249.299
0,9 D + Ey	24.667	165	99.221	62.500.071
0,9 D - Ey	- 61.499	- 162	- 98.240	- 80.879.666

Tabel 4. 27 Gaya dalam balok daerah lapangan akibat kombinasi gempa

Kombo	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	113.354	78	40.221	220.571.263
1,2 D - Ex + L	-169.413	- 76	- 39.100	- 249.496.749
1,2 D + Ey + L	15.577	165	99.221	58.252.341
1,2 D - Ey + L	- 70.589	- 162	- 98.240	- 85.127.116
0,9 D + Ex	122.443	78	40.221	224.818.993
0,9 D - Ex	-160.324	- 76	- 39.100	- 245.249.299
0,9 D + Ey	24.667	165	99.221	62.500.071
0,9 D - Ey	- 61.499	- 162	- 98.240	- 80.879.666

Tabel 4. 28 Gaya dalam balok pada tumpuan kiri akibat kombinasi gempa

Kombo	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	- 26.587	- 154	- 57.318	- 73.155.272
1,2 D - Ex + L	164.251	56	21.021	217.726.503
1,2 D + Ey + L	- 115.596	- 51	- 20.461	-231.450.834
1,2 D - Ey + L	67.678	156	57.459	60.920.661
0,9 D + Ex	- 17.933	- 154	- 57.318	- 75.984.476
0,9 D - Ex	155.596	56	21.021	220.555.707
0,9 D + Ey	- 124.251	- 51	- 20.461	-228.621.630
0,9 D - Ey	- 17.933	- 154	- 57.318	- 75.984.476

Tabel 4. 29 Momen desain untuk penulangan balok

Momen Desain (N-mm)		
Tumpuan kiri	-	249.496.749
	+	224.818.993
Lapangan	+	142.650.293
	-	131.591.060
Tumpuan kanan	-	231.450.834
	+	220.555.707

4. Hitung keperluan baja tulangan untuk menahan momen lentur

Sebagai pendekatan perhitungan, asumsikan yang terjadi pada penampang adalah perilaku balok persegi.

A. Penulangan Tumpuan Kiri Akibat Momen Negatif

1) Menghitung kebutuhan tulangan awal

- Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali Tarik, maka faktor reduksi kekuatan diambil sebesar φ = 0.9) **(SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)**
- Mu^- = 279.857.209 N.mm
- Tinggi efektif balok (Asumsi awal tulangan dipasang satu baris)
  d = 600 – 40 – 10 -19/2 = 540,5 mm
- Faktor β1 untuk 28 Mpa < fc' < 56 MPa ***(SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3)***

$$\beta_1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(f_c'\text{-}28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(30\text{-}28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}83$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤bd^2} = \frac{279.857.200}{0{,}9\times400\times537{,}5^2} = 2{,}43$$

$$°_{perlu} = \frac{0{,}85fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times R_n}{0{,}85fc'}}\right)$$

$$= \frac{0{,}85\times30}{400}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times2{,}43}{0{,}85\times30}}\right) = 0{,}0064$$

Persyaratan nilai rasio ρ

$$°_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{400} = 0{,}0035$$

Syarat : ρ min < ρ perlu

0,0037 < 0,0064

Dengan demikin, dipakai , ρ = 0,0064

Luas Tulangan, As perlu = ρ × b × d

= 0,0056 × 300mm × 440,5 mm = 1373,24 mm^2

2) Cek kondisi penampang apakah tension control

(*SNI 2847 2013 Ps. 9.3)*

$$a = \frac{As \times fy}{0,85\, fc \times b} = \frac{1373,24 \times 400}{0,85x30 \times 400} = 53,196 \text{ mm}$$

$$\beta 1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c'-28)}{7}\frac{1}{2} = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}\frac{1}{2} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{53,196}{0,83} = 69,52 \text{ mm}$$

$$Et = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{537,5 - 69,52}{69,52} \times 0,003 = 0,02$$

Et = 0,02 > 0,005, Maka tulangan terkendali tarik

3) Cek syarat tulangan perlu ***(SNI 2847 2013 Ps. 21.5.2.1)***

***As perlu* = 1356,51 mm^2**

$$A_{s\min 1} = \frac{0,25 \times \sqrt{fc'}}{fy} bw.d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 537,5 = 736 mm^2$$

$$A_{s\min 2} = \frac{1,4}{fy} bw \times d = \frac{1,4}{400} 400 \times 537,5 = 752,5 \text{ mm}^2$$

As lebih besar dari As_{min1} dan $As_{min2,}$ Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga *As perlu* dapat digunakan.

4) Cek Kekuatan Nominal Penampang Aktual

Jumlah tulangan, $N = \frac{As_{perlu}}{A_1} = \frac{1373,24}{0,25 \times ® \times 19^2} = 4,78 \sim 5 buah$

$$As_{Aktual} = N \times A_1 = 5 \times 283,64 = 1418,21 \text{ mm}^2$$

$$¤M_n = ¤A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$¤M_n = 0,9 \times 1418,2 \times 400 \left(537,5 - \frac{55,6}{2} \right) = 260.226.828 \text{ N-mm}$$

$$¤M_n = 260.226.828 > M_u = 249.496.749 \Rightarrow oke$$

4) Kontrol jarak spasi tulangan

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{\text{bw - 2} \times \text{Selimut-2} \times \text{ØSK - n} \times \text{D tul utama}}{\text{n-1}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 19}{5 - 1} = 38,75\, mm > 25 \text{ mm}$$

Syarat spasi terpenuhi.

B. Penulangan Tumpuan Kiri Akibat Momen Positif

SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1 pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari ½ kuat lentur negatifnya.

Mu$^+$ output program ETABS = **224.818.993 N-mm.**

Nilai momen hasil output program ETABS ini harus dibandingkan dengan ½ nilai momen maksimum yang terjadi di balok tersebut. Pada table… dapat diketahu bahwa momen maksimum yaitu Mu$^-$ pada tumpuan kanan sebesar **249.857.209 N.mm**

½ **Mu** maks = ½ **249.856.209 = 124.928.104 N.mm**

Karena **Mu$^+$ > ½ Mu$^-$** , maka momen lentur positif tersebut dapat digunakan.

1) Menghitung kebutuhan tulangan awal

- Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali Tarik, maka faktor reduksi kekuatan diambil sebesar φ = 0.9) **(SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)**
- Mu$^-$ = 224.818.993 N.mm
- Tinggi efektif balok (Asumsi awal tulangan dipasang satu baris) d = 600 – 40 – 10 -19/2 = 537,5 mm
- Faktor β1 untuk 28 Mpa < fc' < 56 MPa ***(SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3)***

$$\beta 1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f_c'-28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}85 - \frac{0{,}05(30-28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}83$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤bd^2} = \frac{224.818.993}{0{,}9\times 400\times 537{,}5^2} = 2{,}16$$

$$\circ_{perlu} = \frac{0{,}85fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times R_n}{0{,}85\times fc'}}\right)$$

$$= \frac{0{,}85\times 30}{400}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 2{,}16}{0{,}85\times 30}}\right) = 0{,}0056$$

Pembatasan nilai ρ

$$\circ_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{400} = 0{,}0035$$

Syarat : ρ min < ρ perlu

0,0037 < 0,0056

Dengan demikin, dipakai , ρ = 0,0056

Luas Tulangan, As perlu = ρ×b×d

= 0,0056×300 mm×537,5 mm

= 1215,77 mm^2

2) Cek kondisi penampang apakah tension control

(*SNI 2847 2013 Ps. 9.3)*

$$a = \frac{As \times fy}{0,85\, fc \times b} = \frac{1217,77 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 47,67 \text{ mm}$$

$$\beta 1 = 0,85 - \frac{0,05\,(f_c'-28)}{7}\frac{1}{2} = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}\frac{1}{2} = 0,83$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{47,67}{0,83} = 69,52 \text{ mm}$$

$$Et = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{537,5-69,52}{69,52} \times 0,003 = 0,02$$

Et = 0,02 > 0,005, Maka tulangan terkendali tarik

3) Cek syarat tulangan perlu ***(SNI 2847 2013 Ps. 21.5.2.1)***

***As perlu* = 1215,77 mm^2**

$$A_{s\min 1} = \frac{0,25 \times \sqrt{fc'}}{fy} bw \times d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 537,5 = 736 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min 2} = \frac{1,4}{fy} bw \times d = \frac{1,4}{400} \times 400 \times 537,5 = 752,5 \text{ mm}^2$$

As lebih besar dari As_{min1} dan $As_{min2,}$ Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga *As perlu* dapat digunakan.

4) Cek Kekuatan Nominal Penampang Aktual

Jumlah tulangan

$$N = \frac{As_{perlu}}{A_1} = \frac{1373,24}{0,25 \times ® \times 19^2} = 4,78 \sim 5 \text{ buah}$$

$$As_{Aktual} = N \times A_1 = 5 \times 283,64 = 1418,21 \text{mm}^2$$

$$¤M_n = ¤A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1418,2 \times 400 \left(537,5 - \frac{55,6}{2} \right) = 260.226.828 \text{ N-mm}$$

$$¤M_n = 260.226.828 > M_u = 249.496.749 \Rightarrow oke$$

5) Kontrol jarak spasi tulangan

$$S = \frac{\text{bw - 2} \times \text{Selimut-2} \times \text{ØSK - n} \times \text{D tul utama}}{\text{n-1}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 19}{5 - 1} = 38,75\, mm \quad > 25 \text{ mm (ok)}$$

C. Penulangan Tumpuan Kanan Akibat Momen Negatif

Kebutuhan tulangan penampang sama dengan kondisi A (Tumpuan kiri akibat momen negatif). Dengan demikian, digunakan tulangan **5D19 (As aktual = 1418,21 mm^2)** Untuk memikul momen ultimit Mu$^-$ sebesar **231.450.834 N.mm** yang memerlukan luas tulanngan **(As perlu) = 1253,44 mm^2**.

D. Penulangan Tumpuan Kanan Akibat Momen Positif

Kebutuhan tulangan penampang sama dengan kondisi A (Tumpuan kiri akibat momen negative). Dengan demikian, digunakan tulangan **5D19 (As aktual = 1418,21 mm^2)** Untuk memikul momen ultimit Mu$^-$ sebesar **220.555.707 N.mm** yang memerlukan luas tulanngan **(As perlu) = 1191,62 mm^2**.

E. Penulangan Tengah Bentang Akibat Momen Positif

SNI beton 2013 pasal 21.5.2.2 mensyaratkan baik kuat lentur negatif maupun positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari ¼ kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom.

Output program SAP untuk momen lentur pada tengah bentang yaitu sebesar Mu = 142.650.293 N-mm

Kuat lentur terbesar disediakan oleh konfigurasi penulangan untuk momen negatif pada penampang didaerah tumpuan (Muka kolom), yaitu sebesar ¤Mn = 249.496.746, maka ¼ ¤Mn = 62.374.186 N-mm.

Karena Mu > ¼ ¤Mn → 142.650.293 > 62.374.186 , momen lentur hasil Analisa struktur program SAP dapat digunakan untuk desain.

1) Menghitung kebutuhan tulangan awal

- Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali Tarik, maka faktor reduksi kekuatan diambil sebesar φ = 0.9) **(SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)**
- Mu^{+} = 142.650.293 N.mm
- Tinggi efektif balok (Asumsi awal tulangan dipasang satu baris) d = 600 – 40 – 10 -19/2 = 537,5 mm
- Faktor β1 untuk 28 Mpa < fc' < 56 MPa ***(SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3)***

$$\beta 1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f_c'-28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}85 - \frac{0{,}05(30-28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}83$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{¤bd^2} = \frac{142.650.293}{0{,}9\times 400\times 537{,}5^2} = 1{,}37$$

$$°_{perlu} = \frac{0{,}85fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times R_n}{0{,}85fc'}}\right)$$

$$= \frac{0{,}85\times 30}{400}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 1{,}37}{0{,}85\times 30}}\right) = 0{,}0035$$

Pembatasan nilai ρ

$$°_{\min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{400} = 0{,}0037$$

Karena ρ min > ρ perlu

0,0037 > 0,0035

Dengan demikin, dipakai , ρ = 0,0035

Luas Tulangan, As perlu

= ρ × b × d = 0,0035 × 300mm × 440,5 mm = 850,92 mm^2

2) Cek kondisi penampang apakah tension control

(*SNI 2847 2013 Ps. 9.3)*

$$a = \frac{As \times fy}{0{,}85\, fc \times b} = \frac{850{,}92 \times 400}{0{,}85 \times 30 \times 400} = 33{,}36 \text{ mm}$$

$$\beta 1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f_c'\text{-}28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}85 - \frac{0{,}05(30\text{-}28)}{7}\frac{1}{2} = 0{,}83$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{33{,}36}{0{,}83} = 41{,}71 mm$$

$$Et = \frac{d-c}{c} \times 0{,}003 = \frac{537{,}5 - 41{,}71}{41{,}71} \times 0{,}003 = 0{,}035$$

Et = 0,035 > 0,005, Maka tulangan terkendali tarik

3) Cek syarat tulangan perlu ***(SNI 2847 2013 Ps. 21.5.2.1)***

***As perlu* = 850,92 mm²**

$$A_{s\min 1} = \frac{0{,}25 \times \sqrt{fc'}}{fy} bw \times d = \frac{0{,}25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 537{,}5 = 736 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min 2} = \frac{1{,}4}{fy} bw \times d = \frac{1{,}4}{400} 400 \times 537{,}5 = 752{,}5 \text{ mm}^2$$

As lebih besar dari As_{min1} dan As_{min2}, Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga *As perlu* dapat digunakan.

4) Cek Kekuatan Nominal Penampang Aktual

Jumlah tulangan, $N = \frac{As_{perlu}}{A_1} = \frac{850,92}{0,25 \times ® \times 19^2} = 2,67 \sim 3$ buah

$$As_{Aktual} = N \times A_1 = 3 \times 283,64 = 850,92 mm^2$$

$$¤M_n = ¤A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 850,92 \times 400 \left(537,5 - \frac{55,6}{2} \right)$$

$$¤M_n = 159.543.530 \text{ N-mm} > M_u = 142.650.293 \text{N-mm} \Rightarrow oke$$

5) Kontrol jarak spasi tulangan

$$S = \frac{\text{bw - 2} \times \text{Selimut-2} \times \text{ØSK - n} \times \text{D tul utama}}{\text{n-1}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 19}{5 - 1} = 38,75\, mm \ > 25 \text{ mm (ok)}$$

F. Penulangan Tengah Bentang Akibat Momen Negatif

Kebutuhan tulangan penampang sama dengan kondisi saat terjadi momen positif, dikarenakan momen yang terjadi tidak terlalu bebeda jauh, yaitu sebesar 131.591.060 Dengan demikian, digunakan tulangan **3D19 (As aktual = 850,92 mm^2)** Untuk memikul momen ultimit Mu$^-$ sebesar **131.591.060 N.mm** yang memerlukan luas tulanngan **(As perlu) = 742,50 mm^2**.

5. Hitung Keperluan Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser balok SRPMK terdiri atas perhitungan tulangan geser pada sendi plastis, tumpuan, dan lapangan. Sendi plastis adalah daerah yang berjarak hingga dua kali tinggi balok

diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang di kedua ujung balok.

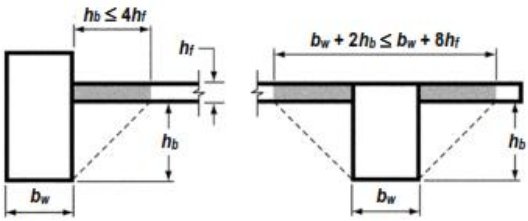
Untuk menentukan gaya geser yang bekerja pada tumpuan balok, nilai V_e harus dihitung terlebih dahulu. Nilai V_e akan didapat setelah gaya geser akibat gravitasi V_{ug} diketahui dari *output* ETABS dengan kombinasi beban 1.2DL + 0.5LL. Balok yang ditinjau adalah balok arah Y dengan panjang 5m.

V_{ug} tumpuan dan lapangan akibat grafitasi dengan menganggap kedua ujungnya sendi yaitu sebesar V_u = 74035.15 N dan V_u = 21530 N

A. Hitung *Probable Moment Capacities* (Mpr)

SNI beton 2013 pasal 21.5.4.1 mengatur bahwa geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai 1,25 fy (SNI 2847 2013 Pasal 21.6.2.2), dan factor reduksi kuat lentur ø =1.

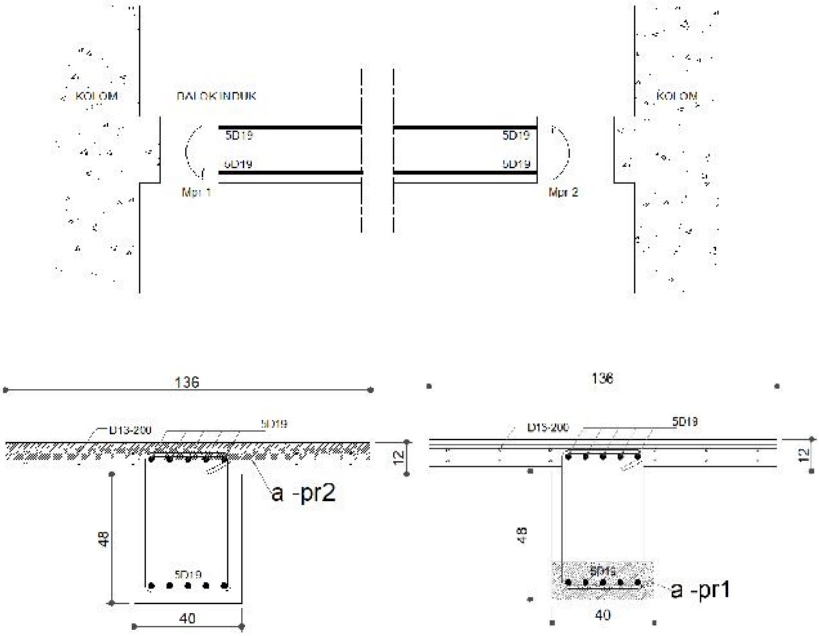
Momen ujung yang dihitung harus mempertimbangkan pelat lantai yang di cor secara monolit dengan balok, sehingga balok dan pelat lantai bekerja secara bersama. Lebar efektif pelat lantai yang ikut dihitung harus sesuai dengan Pasal 13.2.4 SNI 2847 2013 Sbb:



Gambar 4. 34 Lebar Efektif Sesuai Pasal 13.2.4 SNI 2847 2013

Bw	= 400 mm	
H	= 600 mm	
Tebal plat (Hf)	= 120 mm	
Hb	= 600-120	= 480 mm
Bw + 2Hb	= 400 + 2×480	= 1360 mm
Bw + 8Hf	= 400 + 8×120	= 1360 mm
Digunakan Lebar Efektif (*Beff*)		= 1360 mm

1) Kapasitas momen ujung-ujung balok saat struktur bergoyang ke kanan.



Gambar 4. 35 Momen Probabilistik Saat Balok Bergoyang ke Kanan

- Kondisi 1 (M_{pr-1})

A_s = Luas tulangan balok serat atas + luas tulangan pelat lantai selebar efektif.

A_s Balok = 5D19 = 1418,2 mm^2

A_s Pelat = Bagian atas 4D13 = 663,5 mm^2

Bagian bawah 4D13 = 663,5 mm^2

A_s Total = 1418,2 + 663,5+ 663,5 = 2746,4mm^2

$$y = \frac{\left[(1418,2\times(20+13+\frac{19}{2})\right]+\left[663,5\times(20+\frac{13}{2})\right]+\left[663,5\times(120-13-\frac{13}{2})\right]}{2746,4} = 52,6 \text{ mm}$$

d = h – y = 600 – 52,6 = 547,4 mm

$$a_{pr-1} = \frac{1,25\times A_s\times f_y}{0,85\times f_c'\times b} = \frac{1,25\times 2746,4\times 400}{0,85\times 30\times 40} = 39,59 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = A_s\times 1,25\times f_y\left(d-\frac{a_{pr}}{2}\right)$$

$$= 2746,6\times 1,25\times 400\left(547,4-\frac{39,59}{2}\right) = 638.604.697 \text{ N-mm}$$

- Kondisi 2 (M_{pr-2})

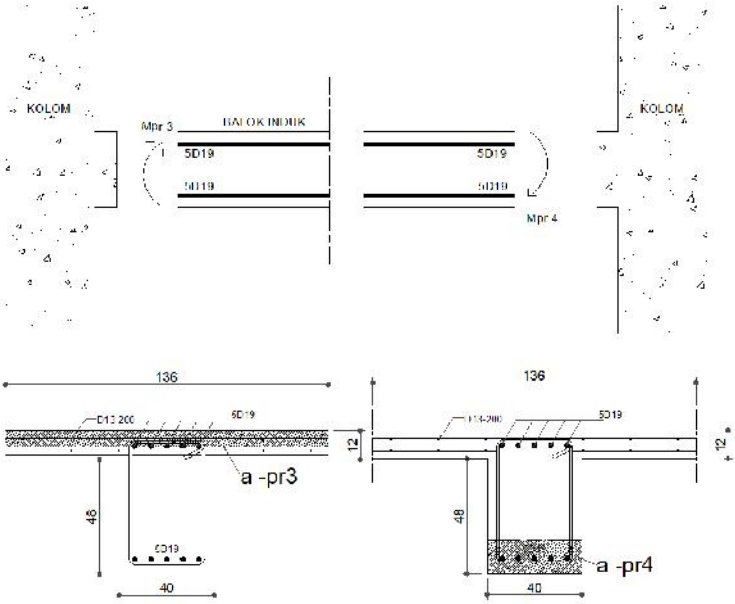
A_s Balok = 5D19 = 1418,2 mm^2

$$a_{pr-2} = \frac{1,25\times A_s\times f_y}{0,85\times f_c'\times b} = \frac{1,25\times 1418,2\times 400}{0,85\times 30\times 40} = 69,52 \text{ mm}$$

$$M_{pr\text{-}4} = A_s \times 1{,}25 f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right)$$

$$= 1418{,}2 \times 1{,}25 \times 400 \left(537{,}5 - \frac{69{,}52}{2} \right) = 356.486.416 \text{ N-mm}$$

2) Kapasitas momen ujung-ujung balok saat struktur bergoyang ke kiri.



Gambar 4. 36 Momen Probabilistik Saat Balok Bergoyang Ke Kiri

- Kondisi 3 ($M_{pr\text{-}3}$)

A_s Balok = 5D19 = 1418,2 mm^2

$$a_{pr32} = \frac{1{,}25 \times A_s \times f_y}{0{,}85 \times f_c' \times b} = \frac{1{,}25 \times 1418{,}2 \times 400}{0{,}85 \times 30 \times 40} = 69{,}52 \text{ mm}$$

$$M_{pr\text{-}3} = A_s \times 1{,}25 f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right)$$

$$= 1418{,}2 \times 1{,}25 \times 400 \left(537{,}5 - \frac{69{,}52}{2} \right) = 356.486.416 \text{ Nmm}$$

- Kondisi 4 ($M_{pr\text{-}4}$)

A_s = Luas tulangan balok serat atas + luas tulangan pelat lantai selebar efektif.

A_s Balok = 5D19 = 1418,2 mm^2

A_s Pelat = Bagian atas 5D13 = 663,5 mm^2

Bagian bawah 5D13 = 663,5 mm^2

A_s Total = 1418,2 + 663,5+ 663,5 = 2746,4mm^2

$$y = \frac{\left[1418{,}2x(20 + 13 + \frac{19}{2}) \right] + \left[663{,}5x(20 + \frac{13}{2}) \right] + \left[(663{,}5x(120 - 13 - \frac{13}{2}) \right]}{2746{,}4} = 52{,}6 \text{ mm}$$

d = h – y = 600 – 52,6 = 547,4 mm

$$a_{pr\text{-}4} = \frac{1{,}25 \times A_s \times f_y}{0{,}85 \times f_c' \times b} = \frac{1{,}25 \times 2746{,}4 \times 400}{0{,}85 \times 30 \times 40} = 39{,}59 \text{ mm}$$

$$M_{pr\text{-}4} = A_s \times 1{,}25 f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right)$$

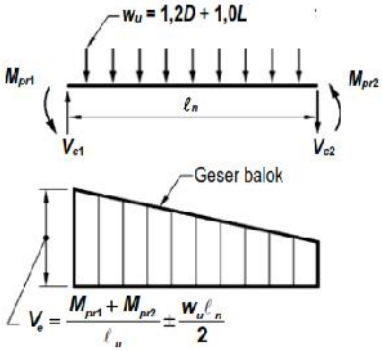
$$= 2746{,}6 \times 1{,}25 \times 400 = \left(547{,}4 - \frac{39{,}59}{2} \right) 638.604.697 \text{Nmm}$$

3) Gaya geser pada balok akibat gaya gravitasi

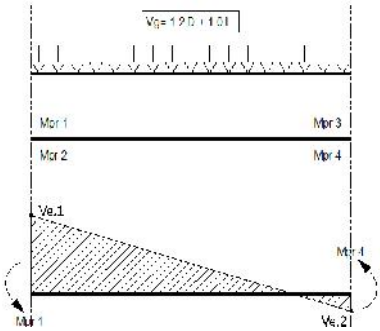
Gaya geser akibat beban gravitasi (*Dead load dan live load*) diperoleh dari output program ETABS dengan kombinasi pembebanan 1,2 D + 1,2 SDL + 1,0 L. Berikut adalah besar gaya geser akibat beban gravitasi, Vg = 75.606 N

4) Gaya geser desain

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 21.6.2.2, gaya geser desain harus memperhatikan kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa, seperti yang dijelaskan oleh ilsutrasi di bawah ini.



Gambar 4. 37 Gaya Geser Desain (SNI 2847 2013 Ps. 21.6.2.2)



Gambar 4. 38 Gaya Geser Desain (Ve) Akibat Gempa Kiri

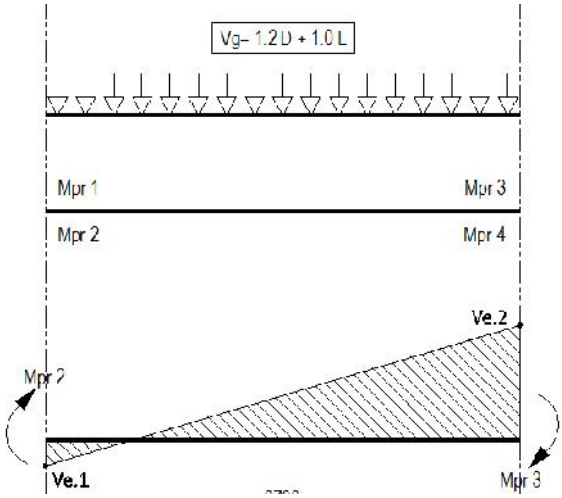
$$V_{e1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} + V_g$$

$$= \frac{297.608.674,5 \quad +181.520.562,9}{4650} + 79.533,34 = 359.921 \text{ N}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{l_n} - V_g$$

$$= \frac{297.608.674,5 \quad +181.520.562,9}{4650} - 79.533,34 = 23.505,2 \text{ N}$$

<u>Geser Desain Akibat Gempa Arah Kanan</u>



Gambar 4. 39 Gaya Geser Desain (Ve) Akibat Gempa Kiri

$$V_{e3} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{l_n} + V_g$$

$$= \frac{297.608.674,5 \quad +181.520.562,9}{4650} + 79.533,34 = 359.921\ N$$

$$V_{e4} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} - V_g$$

$$= \frac{297.608.674,5 \quad +181.520.562,9}{4650} - 79.533,34 = = 23.505,2N$$

B. Penulangan Geser di daerah sendi plastis

SNI 2847 2013 Ps. 21.5.4.2 menyatakan bahwa beton dalam menahan gaya geser, yaitu Vc harus diambil = 0 pada daerah geser didaerah sendi plastis bila :

1) Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi ½ kuat geser perlu maksimum, Vu, di sepanjang bentang
2) Gaya tekan aksial terfaktor, termasuk akibat gempa, kurang dari $A_g fc'/20$

Jika salah satu dari kedua syarat di atas tidak terpenuhi, maka perhitungan V_c mengikuti aturan desai non-gempa.

Dari perhitungan gaya geser desain (Poin A), telah diperoleh Ve sebagai berikut :

Ve 1 = 359.921 N

Ve 2 = 23.505 N

Ve 3 = 359.921 N

Ve 4 = 23.505 N

Untuk gerakan gempa ke arah kanan, gaya geser akibat *momen gempa* dan *gravitasi* adalah **359.921 N** di muka kolom kiri dan **23.505 N** di muka kolom kanan. V sway-kanan = **359.921 N** sudah melebihi ½ gaya geser perlu maksimum di ujung interior kanan balok. Begitu pun halnya ketika struktur bergoyan ke kiri,

Untuk daerah sendi plastis sepanjang 2h dari muka kolom = 2×600 = 1200 mm, Nilai aksial terfaktor Pu = 0 (hasil SAP) kurang dari nilai A_g *fc'/20*, sehingga nilai Vc=0

Berikut adalah persyaratan tulangan transversal pada daerah sendi plastis menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2.

(a) Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.

(b) Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

- d/4 = 537,5/4 =110,125 mm

- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil = 6×19 =114 mm

- 150 mm

- **Penulangan Daerah Tumpuan kiri**

- Gaya geser, V_e = 380.555 N

- Gaya geser yang perlu ditahan tulangan

$$Vs = \frac{V_e}{¤} = \frac{380.555}{0,75} = 507.407\,\text{N}$$

SNI Beton apsal 11.4.7.8.9 :

$$V_{s\,maks} = \frac{2}{3} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{2}{3}\, x\sqrt{30} \times 400 \times 537,5$$

$$= 785.609 \text{ N}$$

OK, V_s = 507.407 N < $V_{s\,maks}$ = 785.609 N, Syarat $V_{s\,maks}$ terpenuhi.

Spasi tulangan dihitung melalui persamaan :

Av = 2×0,25 π (D tulangan geser)^2

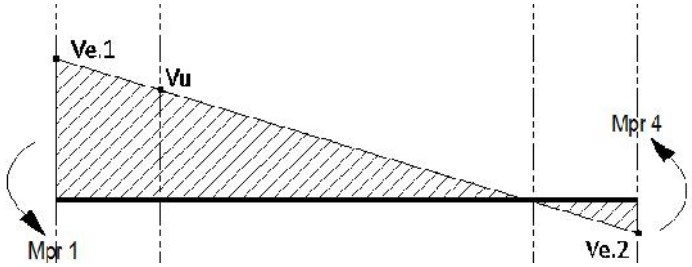
= 2× 0,25 π (13 mm)^2= 265,57 mm

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{265{,}57 \times 400 \times 537.5}{507.407} = 113{,}64mm$$

Jadi, gunakan Sengkang **2** kaki **D13** dengan **spasi 100** mm.

C. Penulangan Geser di daerah luar sendi plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom (2×450 = 900 mm) beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi. Persyaratan tulangan transversal di luar sendi plastis sesuai SNI 2847 2013 Ps. 21.5.3.4 adalah jarak sengkang tidak lebuh dari d/2 = 440,5/2 =220,25 mm.



Gambar 4. 40 Gaya Geser di Luar Sendi Plastis

$$Vu = \frac{Ve1(0{,}5Ln - 2h)}{0{,}5Ln} = \frac{182.571{,}89\ (0{,}5 \times 4650\ - 2 \times 450)}{0{,}5 \times 4650}$$

=111.899 N

Kuat Geser Beton ***[SNI 03-2847-2013 Pasal 11.2.1.1]***

$Vc = 0{,}17 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 537{,}5 = 196.267\ N$

Kuat Geser Tulangan Geser

$Vs\ min = 0{,}33 \times b \times d$

$= 0{,}33 \times 400 \times 537{,}5 = 51.391{,}67\ N$

$Vs\ max = 0{,}33 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}33 \times \sqrt{30} \times 400 \times 537{,}5 = 304.037{,}2002\ N$

$2Vs\ max = 0{,}66 \sqrt{fc'} \times b \times d = 0{,}66\sqrt{30} \times 400 \times 537{,}5$

$= 608074{,}4\ N$

Kondisi 1

Vu ≤ 0,5×Ø×Vc → Tidak Perlu Tulangan Geser

111.899 N ≥ 57006,98 N **(Tidak Memenuhi)**

Kondisi 2

0,5 x Ø x Vc ≤ Vu ≤ Ø x Vc → Tulangan Geser Minimum

57006,98 N ≤ 111.899 N ≥ 114.013,9501 N **(Memenuhi)**

Kondisi 3

Ø x V c ≤ V u ≤ Ø (Vc + Vs_{min}) → Tulangan Geser Minimum

114013,9501 N≤ 111.899 N ≥ 152557,7001 N **(Memenuhi)**

Kondisi 4

Ø (Vc + Vs_{min}) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vs_{max}) → Tulangan Geser

152557,7001 N ≤ 111.899 N ≤ 342041,85 N **(Memenuhi)**

Maka perencanaan penulangan geser balok diambil berdasarkan ***Kondisi 2*** (tulangan geser minimum)

$Vs\ perlu = Vs\ min =$ 51391,667 N

Dipakai sengkang 2 kaki D13 = Av :265 mm^2

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{265 \times 400 \times 537.5}{51391,667} = 538,3mm > d/2$$ *,maka pakai d/2 = 268 mm*

Dipakai Sengkang D13-250

6. Kontrol Terhadap Pengaruh Torsi

A.Cek Apakah Perlu Digunakan Tulangan Torsi

SNI 2847 2013 Ps. 15.5.1 mengatur pengaruh torsi pada balok. Untuk komponen *non-prategang* jika gaya punter, T_u kurang dari $\phi 0.083.^a \sqrt{fc'}\left(\frac{A_{cp}^{\ 2}}{P_{cp}}\right)$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. A_{cp} dan P_{cp} berturut-turut merupakan luas dan keliling pelat lantai yang memberikan pengaruh beban langsung pada balok.

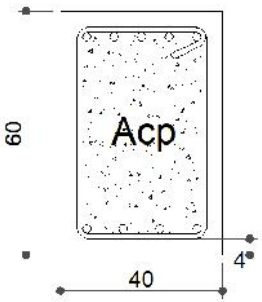
Apabila nilai T_u melebihi nilai pada persyaratan di atas, maka semua gaya T_u harus dipikul oleh tulangan Sengkang tertutup dan tulangan memanjang. Momen torsi dihitung pada penampang kritis yang terletah sejarak *d* dari muka tumpuan.. Tabel berikut memberikan nilai torsi rata-rata yang terjadi akibat kombinasi beban gempa.

Tabel 4. 30 Gaya torsi pada balok

Kombo	Daerah Tumpuan	Daerah Lapangan
	Torsi (N-mm)	Torsi (N-mm)
1,2 D + Ex + L	7.949.463	124.587
1,2 D - Ex + L	2.004.323	190.594
1,2 D + Ey + L	10.186.704	7.184.003
1,2 D - Ey + L	2.072.713	5.401.806
0,9 D + Ex	10.832.062	1.906.924
0,9 D - Ex	877.995	5.435.301
0,9 D + Ey	7.304.246	1.591.743
0,9 D - Ey	10.832.062	3.653.104

Berdasarkan table ..diambil nilai torsi maksimum sebesar 10.832.062 N-mm pada daerah tumpuan dan 5.435.301 pada daerah lapangan. Nilai-nilai tersebut harus dibandingkan dengan nilai $T_{u\ min}$, yaitu kekuatan beton dalam menahan torsi.

Untuk menentukan nilai $T_{u\ min}$ perlu dihitung luas penampang beton yang berada dalam kekangan tulangan sengkang sepertil terlihat pada gambar…



Gambar 4. 41 Luas Penampang Beton yang Menahan Pengaruh Torsi

Luas beton yang dikekang tulangan sengkang,

A_{cp}= (400-40-13/2) × (600-40-13) = 195.662 mm2

Keliling beton yang dikekang tulangan sengkang,

P_{cp} = 2(400-40-13/2)+2(600-40-13) = 1814 mm

Gaya torsi yang mampu ditahan penampang beton ($T_{u\,min}$),

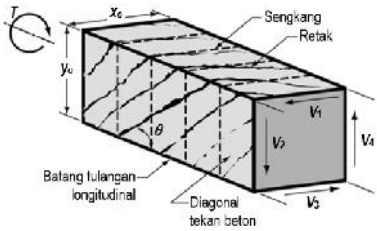
ø = 0,75

$$T_{u\,min} = 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{240.000^2}{2000} \right) = 9.819.570 \text{ N-mm}$$

T_u yang terjadi yaitu sebesar 10.832.062 N-mm > $T_{u\,min}$, dengan demikian diperlukan tulangan torsi.

B. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Torsi

Gambar 4.44 memperlihatkan ilustrasi beton yang menerima gaya torsi. Tulangan transversal yang telah dihitung, akan berfungsi sebagai penahan gaya tersebut.



Gambar 4. 42 Balok dalam Pengaruh Momen Torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6, kuat torsi penampang T_n harus dihitung dengan persamaan :

¤$T_n > T_u$

Nilai tulangan transversal untuk menahan torsi harus dihitung dengan persamaan :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{¤} \frac{1}{2 \times A_0 \times f_{yt} \cot \overline{\ }}$$

Dimana :

- A_o = luar area beton yang menerima pengaruh torsi, dapat diambil sebsar 85 % dari luas area yang terkekang tulangan sengkang $\mathbf{A_{cp}}$. Sehingga, A_o = 0,85 A_{cp} = 0,85×195.662 = 166.312,9 mm^2
- θ = 45°

Dengan demikian,

$$\frac{A_t}{s} perlu = \frac{10.832.062}{0,75} \times \frac{1}{2 \times 166.312 \times 400 \times 1} = 0,11 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Pada perhitungan tulangan geser balok, diperoleh nilai A_t

- A_t = luas tulangan transversal, sengkang 2 kaki (2D13 = 265,57 mm^2)
- S = jarak tulangan transversal terbesar, diambil pada dearah lapangan yaitu sebesar 250 mm

Maka, $\frac{A_t}{s} aktual = \frac{265,57}{250} = 1,06 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$\frac{A_t}{s} aktual = 1,06 \text{ mm}^2/\text{mm} > \frac{A_t}{s} perlu = 0,11 \text{ mm}^2/\text{mm}$ ..[**OKE**]

C. Luas Tulangan Longitudinal Tambahan

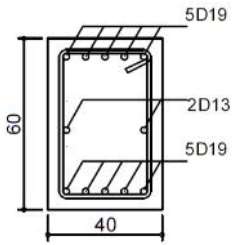
SNI 2847:2013 **Pasal 11.5.3.7**, mensyaratkan agar tulangan longitudinal tambahan dipasang dengan luasan yang tidak kurang dari $A_l = \frac{At}{s} perlu \times p_{cp} \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 -$

$$A_l = 0{,}108 \times 1814 \left(\frac{400}{400} \right) \times 1 = 196{,}9 \text{ mm}^2$$

Rencanakan menggunakan tulangan D13 (A_1 = 132,78 mm^2)

Jumlah tulangan perlu $= \frac{A_{perlu}}{A_1} = \frac{196{,}9}{132{,}8} = 1{,}48 \text{ buah} \sim 2 \text{ buah}$

Maka, tulangan torsi ditempatkan masing-masing 1 buah di sisi kiri dan kanan balok.



Gambar 4. 43 Penampang Balok

7. Perhitungan Panjang Penyaluran

a. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tarik

db = 19 mm

Ψ_t = 1,0 [SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(a)]

Ψ_e = 1,0 [SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(b)]

Ψ_s = 0,8 [SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(c)]

λ = 1,0 ..... [SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(d)]

C_b = Decking + $D_{tul\ geser}$ + 0,5 $D_{tul\ lentur}$ =

= 40 + 10 + 19/2 = 59,5 mm

K_{tr} = 0 ..... (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3)

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{59,5+0}{19}$ = 3,13 > 2,5 … Maka, nilai $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}$ diambil sebesar 2,5

$$l_d = \left(\frac{fy}{1.1^{a}\sqrt{fc'}} \times \frac{\cdot_{t} \cdot_{e} \cdot_{s}}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) . d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1,1\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,5} \right) \times 19 = 403,65 \text{ mm}$$

$l_{d\ min}$ = 300 m .... (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.1)

Maka, gunakan l_d = 400 mm

Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik (*ldc*) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI 2847 2013 Pasal.12.3.1)

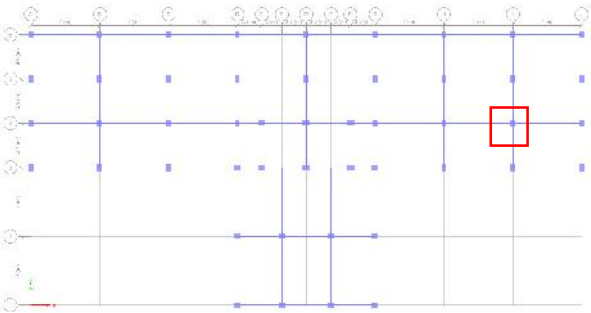
$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 f_y}{^{a}\sqrt{f_c'}} \right) d_b = \left(\frac{0,24 \times 400}{1\sqrt{30}} \right) 19 = 333,01 mm$$

$$l_{dc2} \quad = (0{,}043 f_y) d_b = (0{,}043 \times 400) 19 = 326 \text{ mm}$$

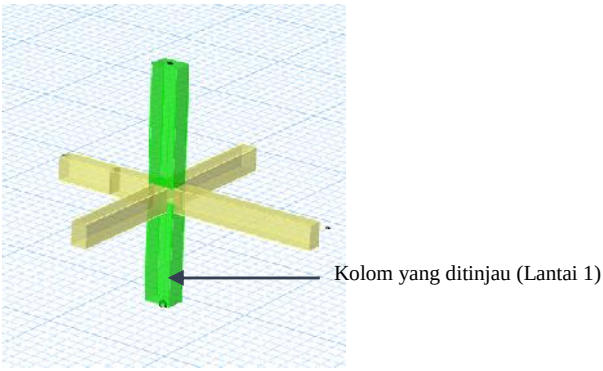
dipakai l_{dc} = 330 mm

4.5.2 Desain Stuktur Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom pada latai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4. 44 Denah Kolom



Gambar 4. 45 Kolom Lantai 1 yang Ditinjau

1. Data Asumsi Awal Perencaaan Kolom

- H : 700 mm
- B : 500 mm
- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (Ø) : 16 mm

2. Gaya Dalam yang Terjadi pada Kolom

Tabel 4. 31 Gaya dalam pada kolom

Kombo	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	672	163	182
1,2 D - Ex + L	3.226	164	129
1,2 D + Ey + L	2.603	44	423
1,2 D - Ey + L	5.782	46	312
0,9 D + Ex	1.114	163	174
0,9 D - Ex	2.784	164	137
0,9 D + Ey	3.045	44	415
0,9 D - Ey	5.340	46	320

3. Syarat Komponen Struktur Kolom

SNI Pasal 21.6.1 mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c/10$ (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).
  Pu = kN

$$Ag \times \frac{f'c}{10} = 400 \times 700 \times \frac{30}{10} = 840{,}000 \text{ N} = 840 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} = 3346 \text{ kN} > Ag \times \frac{f'c}{10} = 840\,kN$$

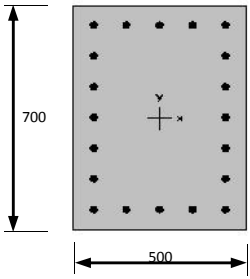
memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)
  Ukuran penampang terpendek 400 mm > 300 mm (OK)

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)
  Ratio b/h = 700/400 = 0,667 > 0,4 (OK)

4. Konfigurasi Penulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan lebih dari 0,06 A_g. Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 20 buah dengan diameter 25 mm. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn dengan data pembebanan pada **table 4.27.**



Gambar 4. 46 Penampang Kolom

Dengan konfigurasi seperti terlihat pada **gambar 4.46** kolom memiliki rasio tulangan, ρ_g = 0,0291. Dengan rasio tersebut, maka persyaratan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 telah terpenuhi.

5. Cek Kapasitas Kolom Terhadap Beban Aksial

SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2 mengatur besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut :

$$\begin{aligned} \ddot{P}_n(\max) &= 0{,}8 \times \ddot{} \times \left[0{,}85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\right] \\ &= 0{,}8 \times 0{,}65 \times \left[0{,}85 \times 30 \times (280.000 - 5892) + 400 \times 5892\right] \\ &= 3.637.157 \text{ N} > Pu = 7722{,}21 \text{ kN} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{OK} \end{aligned}$$

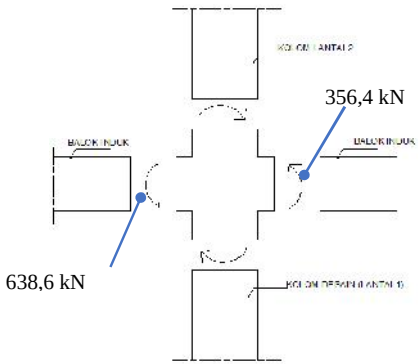
6. Cek Persyaratan Strong Column-Weak Beam

A. Cek Strong-Column-Weak-Beam Ditinjau dari Arah X

SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa kuat kolom $øM_n$ harus memenuhi $\mathbf{\Sigma M_c \geq 1{,}2\ \Sigma M_g}$, dimana :

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join



Gambar 4. 47 Jumlah Momen Nominal Balok dan Momen Nominal Kolom yang Terjadi di Join

1) Menentukan Total Momen Balok ($\sum M_{nb}$)

Pada **Bagian 4.5.1.5** telah dilakukan secara detail perhitungan momen probablistik balok dengan nilai sebagai berikut :

$M_{pr\text{-}kiri}$: 638,6 kN

$M_{pr\text{-}kanan}$: 356,4 kN

$\sum M_{nb}$ = $M_{pr\text{-}kiri}$ + $M_{pr\text{-}kanan}$

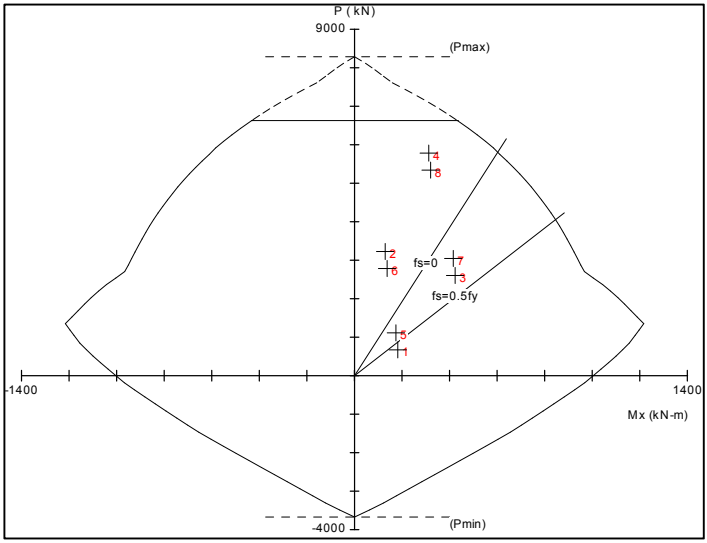
= 638,6 + 307,98 = 946,58 kN-m

2) Menentukan Total Momen Kolom ($\sum M_{nc}$)

a) Kolom Desain (Lt.dasar)

Dengan konfigurasi penulangan seperti ditunjukan pada **gambar 4.48**, diperoleh diagram interaksi P-M kolom desain ditinjau dari arah X yaitu sebagai berikut :

- Diagram Interaksi kolom lantai 1— ditinjau arah X



Gambar 4. 48 Diagram Interaksi Kolom

- Tabel øMnx kolom lantai 1

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	672.0	182.0	1126.7	6.191
2	3226.0	129.0	921.8	7.146
3	2603.0	423.0	989.4	2.339
4	5782.0	312.0	604.7	1.938
5	1114.0	174.0	1187.6	6.825
6	2784.0	137.0	958.3	6.995
7	3045.0	415.0	937.0	2.258
8	5340.0	320.0	679.1	2.122

Gambar 4. 49 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1

øMn-x kolom lantai 1 sebesar = 604,70 kN-m

b) Kolom Lantai 2

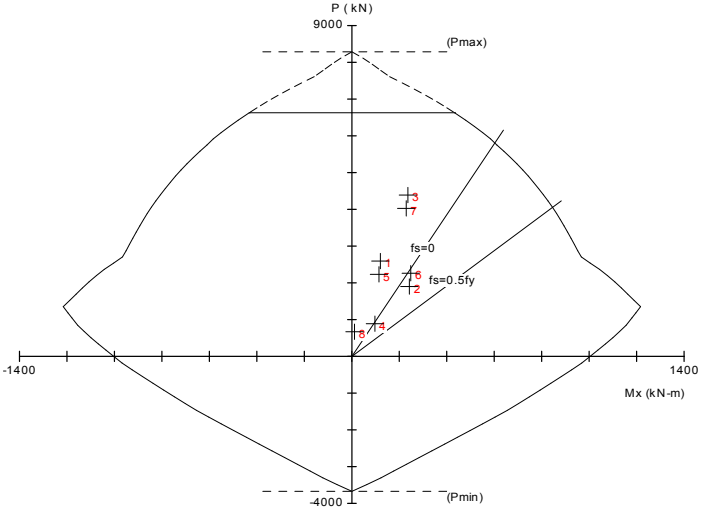
- Gaya dalam

Tabel 4. 32 Gaya dalam pada kolom lantai 2

Kombo	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	670	119	11
1,2 D - Ex + L	2.593	128	120
1,2 D + Ey + L	1.900	35	242
1,2 D - Ey + L	4.388	37	236
0,9 D + Ex	888	132	97
0,9 D - Ex	2.231	128	114
0,9 D + Ey	2.261	35	248
0,9 D - Ey	4.026	36	229

- Diagram Interaksi

Dengan penampang kolom sama seperti kolom pada lantai 2, diperoleh diagram interkasi sebagai berikut :



Gambar 4. 50 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2

- Tabel øMn$_X$ kolom lantai 2

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	2593.0	120.0	991.7	8.264
2	1900.0	242.0	1128.8	4.664
3	4388.0	236.0	807.5	3.422
4	888.0	97.0	1160.1	11.959
5	2231.0	114.0	1069.8	9.384
6	2261.0	248.0	1064.0	4.290
7	4026.0	229.0	848.1	3.704
8	670.0	11.0	1126.4	102.397

Gambar 4. 51 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1

øMn-x kolom lantai 2 pada bagian dasar kolom = **807,5 kN-m.**

Berdasarkan *output* program sp Column, diperoleh total momen-momen arah X yang bertemu di joint yaitu sebesar :

$\sum M_{nc\text{-}x}$ = 807,5 kN-m + 604,7 kN-m = 1.412,2 kN-m.

$\sum M_{nb\text{-}x}$ sebesar 946,58 kN-m,

Persyaratan *strong column-weak beam*

$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$

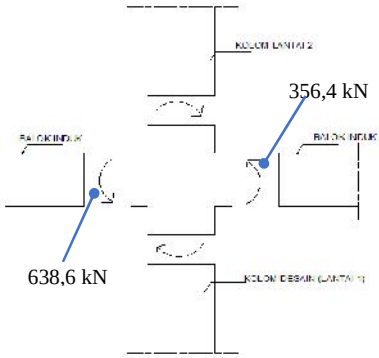
1.412,2 kN-m ≥ 1,2 x 946,58 kN-m = 1.132,8 kN-m … OK

B. Cek Strong-Column-Weak-Beam Ditinjau dari Arah Y

SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa kuat kolom $øM_n$ harus memenuhi $\mathbf{\Sigma M_c \geq 1,2\ \Sigma M_g}$, dimana :

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join



Gambar 4. 52 Jumlah Momen Nominal Balok dan Momen Nominal Kolom yang Terjadi di Join

1) Menentukan nilai $\sum M_{nb}$

Pada **Bagian 4.5.1.5** telah dilakukan secara detail perhitungan momen probablistik balok dengan nilai sebagai berikut :

$M_{pr\text{-}kiri}$: 638,6 kN

$M_{pr\text{-}kanan}$: 356,4 kN

$\sum M_{nb}$ = $M_{pr\text{-}kiri}$ + $M_{pr\text{-}kanan}$

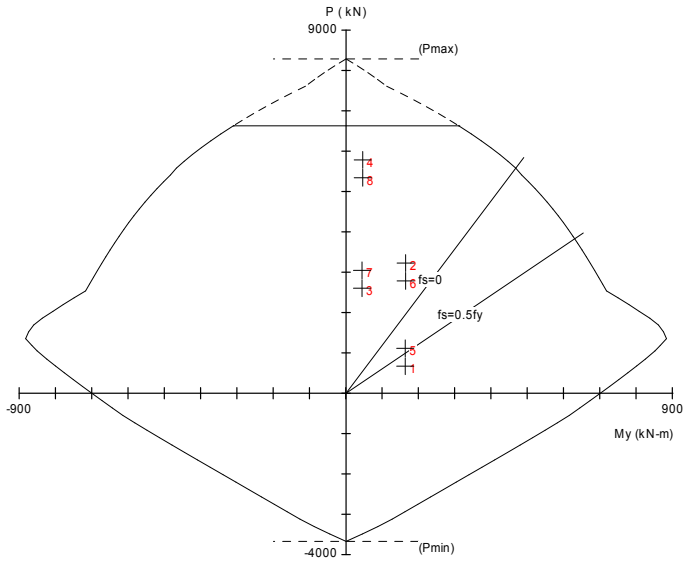
= 638,6 + 307,98 = 946,58 kN-m

2) Menentukan Total Momen Kolom ($\sum M_{nc}$)

a) Kolom Desain (Lt.dasar)

Dengan konfigurasi penulangan seperti pada **gambar..** diperoleh diagram interaksi P-M kolom desain ditinjau dari arah X yaitu sebagai berikut :

- Diagram Interaksi kolom lantai 1— ditinjau arah Y



Gambar 4. 53 Diagram Interaksi Kolom Lt.1 Ditinjau Arah Y

- Tabel øMn y kolom lantai 1

No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	672.0	163.0	799.6	4.905
2	3226.0	164.0	672.1	4.098
3	2603.0	44.0	713.0	16.205
4	5782.0	46.0	441.2	9.592
5	1114.0	163.0	857.4	5.260
6	2784.0	164.0	701.3	4.276
7	3045.0	44.0	684.3	15.551
8	5340.0	46.0	491.4	10.682

Gambar 4. 54 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.1

øMn-y kolom lantai 1 sebesar = **441,2** kN-m

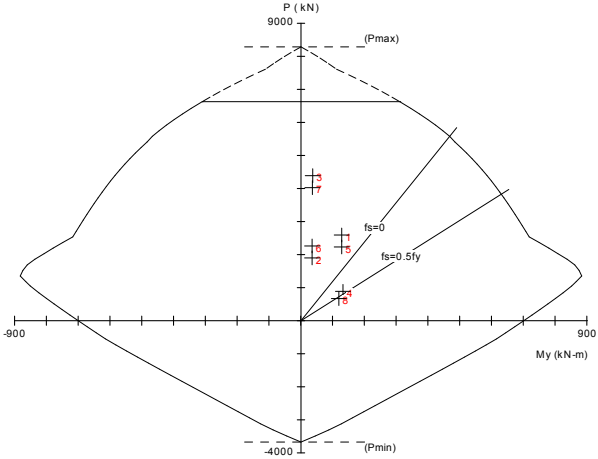
b) Kolom Lantai 2

Tabel 4. 33 Gaya dalam pada kolom lantai 2

Kombo	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	670	119	11
1,2 D - Ex + L	2.593	128	120
1,2 D + Ey + L	1.900	35	242
1,2 D - Ey + L	4.388	37	236
0,9 D + Ex	888	132	97
0,9 D - Ex	2.231	128	114
0,9 D + Ey	2.261	35	248
0,9 D - Ey	4.026	36	229

- Diagram Interaksi Kolom Lantai 2

Dengan penampang kolom sama seperti kolom pada lantai 1, diperoleh diagram interkasi **arah Y** sebagai berikut :



Gambar 4. 55 Diagram Interaksi Kolom Lt.1 Ditinjau Arah Y

- Tabel øMn $_{Y}$ kolom lantai 2

No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	2593.0	128.0	713.6	5.575
2	1900.0	35.0	829.1	23.689
3	4388.0	37.0	585.0	15.810
4	888.0	132.0	829.8	6.287
5	2231.0	128.0	773.1	6.039
6	2261.0	35.0	767.8	21.936
7	4026.0	36.0	614.4	17.065
8	670.0	119.0	799.3	6.717

Gambar 4. 56 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt.2

øMn-y kolom lantai 2 pada bagian dasar kolom = **585 kN-m**.

Berdasarkan *output* program sp Column, diperoleh total momen-momen arah X yang bertemu di joint yaitu sebesar :

$\sum M_{nc\text{-}x}$ = 441,2 kN-m + 585 kN-m = 1143kN-m.

$\sum M_{nb\text{-}x}$ sebesar 946,58 kN-m,

Persyaratan *strong column-weak beam*

$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$

1.143 kN-m ≥ 1,2 x 946,58 kN-m = 1.135,9 kN-m … OK

7. Desain Tulangan Transversal Kolom

a. Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton (*Convinement*)

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement.* Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai. **Gambar 4.59** menunjukan contoh kegagalan kolom akibat gempa.

Gambar 4. 57 Kegagalan kolom akibat jarak antar tulangan geser yang terlalu besar

Uzumeri (1978) menjelaskan bahwa kekuatan dan daktilitas kolom beton bertulangan meningkat dengan tersedianya jumlah tulangan transversal yang memadai. Dalam kondisi beban maksimum (sebagai contoh akibat gempa besar) inti beton akan mengalami gaya tekan radian sangat besar pada arah horizontal, sementara tulangan transversal yang mengitari inti kolom mengalami gaya tarik (*Hoop tension*).

Kurangnya rasio volumetrik tulangan geser akibat spasi yang terlalu besar menurunkan efek pengekangan inti beton, akan tetapi, rasio volumetrik yang terlampau besar akan berdampak tidak baik karena ketidakseragaman yang besar antara kekuatan beton di bagain inti dan selimut akan terjadi.

Spasi Tulangan

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertaruan **SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3** seperti berikut :

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1. ¼ dimensi penampang kolom terkecil = ¼ × 400 = 100 mm
2. 6 kali diamater tulangan longitudinal = 6 × 25 = 150 mm
3. So menurut persamaan

   $So \leq 100 + (350 - h_x)/3$

   $h_x = 1/2\ h_c = 1/2 \times (700 - 2 \times 40 - 13/2) = 613{,}5$ mm

   $So \leq 100 + (350 - 0{,}5 \times 613{,}5)/3 = 114{,}41$ mm

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu 100 mm

Luas Tulangan perlu

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 mengatur luas tulangan geser yang perlu disediakan untuk memberikan pengekangan yang cukup. Luas tersebut harus diambil yang paling kecil antara :

$$A_{sh1} = 0,3\left(\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \text{ dan, } A_{sh2} = 0,09\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

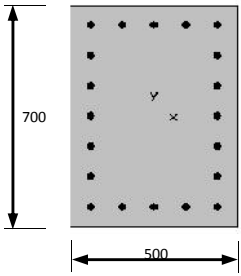
B_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm^2)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Syarat luas tulangan tersebut harus diperiksa baik pada arah sumbu X maupun sumbu Y.



Gambar 4. 58 Penampang kolom tinjauan

- Tinjau pada arah sumbu Y (Lebar 500 mm)

Lebar penampang inti beton yang tertekan (Bc) dihitung sebagai berikut :

B_c = b - 2(selimut + ½ øsk) = 500 – 2(40 + ½×16) = 312 mm

Spasi tulangan akan

$$A_{sh1} = 0,3\left(\frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$= 0,3\left[\frac{100 \times 312 \times 30}{400}\right]\left[\left(\frac{280.000}{229.504}\right) - 1\right] = 154,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,09\left[\frac{100 \times 312 \times 30}{400}\right] = 279,11 \text{ mm}^2$$

Dengan demikian, $A_{sh\text{-}min}$ = 279,11 mm^2

Coba tulangan sengkang diameter 13 mm (Luas bar = 132,7 mm^2). Dengan jumlah sengkang 3 kaki, maka A_{sk}= 3×132,7 mm^2 = 398,35 mm^2

$A_{sk} > A_{sh\text{-}min}$, maka tulangan sengkang 3D13-100 telah mencukupi

- Tinjau pada arah sumbu X (Lebar 700 mm)

Lebar penampang inti beton yang tertekan (Bc) dihitung sebagai berikut :

B_c = b - 2(selimut + ½ øsk) = 700 – 2(40 + ½×16) = 613,5 mm

$$A_{sh1} = 0,3\left(\frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$= 0,3\left[\frac{100 \times 613,5 \times 30}{400}\right]\left[\left(\frac{280.000}{229.504}\right) - 1\right] = 249,83 \text{ mm}^2$$

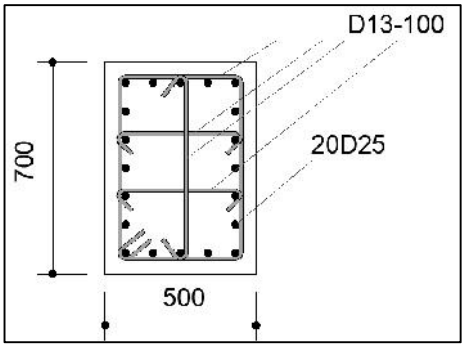
$$A_{sh2} = 0,09 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,09\left[\frac{100 \times 613,5 \times 30}{400}\right] = 414,11 \text{ mm}^2$$

Dengan demikian, $A_{sh\text{-}min}$ = 414,11 mm^2

Coba tulangan sengkang diameter 13 mm (Luas bar = 132,7 mm^2). Dengan jumlah sengkang dua kaki, maka A_{sk}= 4 ×132,7 mm^2 = 531,14 mm^2

$A_{sk} > A_{sh\text{-}min}$, maka tulangan sengkang 4D13-100 telah memenuhi



Gambar 4. 59 Detail tulangan kolom

Adapun **Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1** mengatur tinggi zona pemasangan tulangan. Tulangan *hoop* dengan spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. l_o dipilih yang terbesar antara :

1. Tinggi elemen kolom di join, h = 700 mm
2. $^1/_6$ bentang bersih komponen struktur, = 1/6×3000-(300×2) = 400mm
3. 450 mm

Jadi panjang l_o sebesar 600 mm dari ujung-ujung kolom.

Spasi Tulangan *Convinement* di Daerah Luar Sendi Plastis

Untuk daerah kolom diluar l_o, tulangan *convinement* dapat dipasang dengan spasi berdasarkan syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5. Spasi harus diambil yang terkecil dari dua syarat berikut :

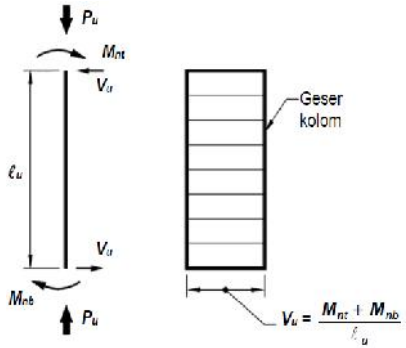
1) 6×diameter tulangan longitudinal terkecil = 6×25 mm = 150 mm
2) 150 mm.

Dengan demikikan, untuk daerah luar l_o, tulangan dipasang tiap interval 150 mm.

b) Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser

Menentukan Gaya Geser Desain

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 mengatur pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik (M_{pr}) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (V_e).



Gambar 4. 60 Penentuan gaya geser pada kolom

Gambar 4.62 menunjukan perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai M_{pr} pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** (f_s =1,25f_y). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai M_{pr}.

Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 400 MPa diperbesar 1,25% menjadi 500 MPa. **Tabel 4.30** dan **Tabel 4.31** berturut-turut memberikan output momen nominal penampang kolom dari program spColumn pada ujung bawah kolom.

Tabel 4. 34 Output program spColumn, kolom lt.1

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	672.00	182.00	163.00	586.53	525.30	3.223
2	3226.00	129.00	164.00	406.78	517.15	3.153
3	2603.00	423.00	44.00	942.27	98.01	2.228
4	5782.00	312.00	46.00	642.87	94.78	2.060
5	1114.00	174.00	163.00	553.07	518.11	3.179
6	2784.00	137.00	164.00	431.05	516.01	3.146
7	3045.00	415.00	44.00	916.55	97.18	2.209
8	5340.00	320.00	46.00	703.72	101.16	2.199

Tabel 4. 35 Output program spColumn, kolom lt.2

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	2593.00	120.00	128.00	467.28	498.43	3.894
2	1900.00	242.00	35.00	975.00	141.01	4.029
3	4388.00	236.00	37.00	794.00	124.48	3.364
4	888.00	97.00	132.00	452.45	615.71	4.664
5	2231.00	114.00	128.00	455.98	511.98	4.000
6	2261.00	248.00	35.00	928.71	131.07	3.745
7	4026.00	229.00	36.00	821.50	129.14	3.587
8	670.00	11.00	119.00	80.99	876.19	7.363

Berikut ini adalah rekapitulasi dari momen-momen probabilistic kolom tersebut.

Tabel 4. 36 Momen probabilistik

Arah	Lebar (mm)	Mpr Atas (kN-m)	Mpr bawah (kN-m)	$\sum M_{pr}$ (kN-m)
Y-Y	700	975	942	1.917
X-X	500	525	615	1.140

Dengan demikian, diperoleh nilai gaya geser desain untuk masing-masing arah X dan arah Y sebesar :

$$Ve\ -y = \frac{\sum M_{pr} - x}{l_n} = \frac{1.917}{2,8} = 685 \text{ kN}$$

$$Ve\ -x = \frac{\sum M_{pr} - Y}{l_n} = \frac{1.140}{2,8} = 407 \text{ kN}$$

Tabel 4.37 memberikan nilai gaya geser hasil analisa struktur Etabs. Baik Ve-x maupun Ve-y yang dihitung bernilai lebih besar dari *output* analisa struktur. Dengan demikian, nilai Ve-x dan Ve-y digunakan dalam desain tulangan geser.

Tabel 4. 37 Gaya geser kolom

Kombo	V2 (kN)	V3(kN)
1,2 D + Ex + L	163	182
1,2 D - Ex + L	164	129
1,2 D + Ey + L	44	423
1,2 D - Ey + L	46	312
0,9 D + Ex	163	174
0,9 D - Ex	164	137
0,9 D + Ey	44	415
0,9 D - Ey	46	320

Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 menyatakan bahwa nilai kuar geser beton, V_c dapat diabaikan (V_c=0) hanya jika kedua syarat berikut terpenuhi.

(1) Setengah dari V_e hitungan lebih besar dari V_u hasil output analisa struktur. ½ V_e>V_u.

<u>Arah x-x</u>

V_u maks = 423 kN

V_e-x = 685 kN

½ V_e-x = 342,5 kN < $V_{u\text{-}X}$ maks

<u>Arah y-y</u>

V_u maks = 164 kN

V_e-y = 407 kN

½ V_e-x = 203,5 kN > $V_{u\text{-}Y}$ maks

(2) Nilai gaya aksial terfaktor (Diambil nilai terkecil dari Tabel..) kurang dari $\frac{A_g \times f_c'}{10}$:

- Pu = 673 kN
- $\frac{A_g \times f_c'}{10} = \frac{(700 \times 500)30}{10} = 1.050.000 \text{ N} = 1.050 \text{ kN}$

Maka, $P_u < \frac{A_g \times f_c'}{10}$

Pada arah x, persyaratan no.1 tidak terpenuhi, sehingga V_c pada perhitungan tulangan geser arah X <u>tidak diabaikan</u>.

Gaya Geser yang Ditahan Tulangan-Tinjau Arah X

Kekuatan geser yang disediakan beton (V_c) – Pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0{,}17\left[1+\frac{P_u}{14A_g}\right]^{a}\sqrt{f_c'}b_w d$$

Dimana :

Ag = 500×700 = 350.000 mm

Nu = 673.000 N

b_w = 500 mm

d = h – Sb – Øsk– øDb/2 = 700 – 40 – 13 – 25/2 = 634,5 mm

$$V_c = 0{,}17\left[1+\frac{P_u}{14A_g}\right]^{a}\sqrt{f_c'}b_w dV_c$$

$$V_c = 0{,}17\left[1+\frac{673.000}{14\times 350.000}\right]1\sqrt{30_c}\times 500\times 634{,}5 = 335.973N$$

Maka, gaya geser yang ditahan tulangan

$$V_s = \frac{V_e}{¤} - V_c = \frac{407.000}{0{,}75} - 335.973 = 206.694N$$

Gaya Geser yang Ditahan Tulangan-Tinjau Arah Y

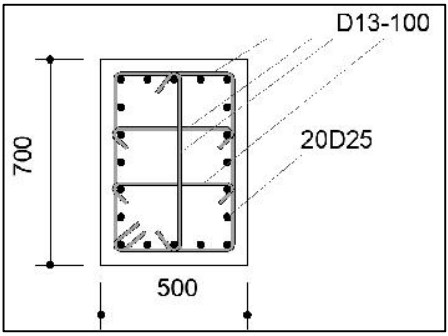
Pada arah Y, V_c = 0, sehingga

Maka, gaya geser yang ditahan tulangan

$$V_s = \frac{V_e}{¤} - V_c = \frac{685.000}{0{,}75} - 0 = 913.333N$$

Cek Apakah Desain Tulangan Convinement Telah Cukup untuk Menahan Geser

Pada bagian (a), telah dihitung keperluan tulangan *convinement* dan diperoleh hasil sebagai berikut :



Gambar 4. 61 Detail tulangan kolom desain

<u>Arah x-x</u>

Tulangan transversal 3D13-100

- Luas 1 tulangan D13 (A1) = 132,7 mm^2
- Luas tulangan total (A_v) = 3 × 132,7 mm^2 = 398,4 mm^2
- Dengan jarak 100 mm, maka tulangan memiliki kuat geser aktual (V_s aktual) =

$$V_{s-aktual} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{398,4 \times 400 \times 634,5}{100} = 1.011.030\,N$$

V_s aktual (1.011.030 N) lebih besar dari $V_{s\ perlu}$ (206.696 N), maka desain tulangan tersebut cukup menahan geser

<u>Arah y-y</u>

Tulangan transversal 4D13-100

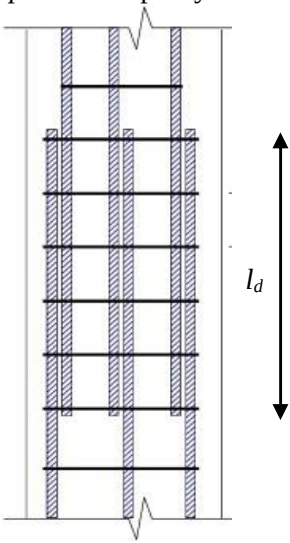
- Luas 1 tulangan D13 (A1) = 132,7 mm^2
- Luas tulangan total (A_v) = 4 × 132,7 mm^2 = 531,1 mm^2
- Dengan jarak 100 mm, maka tulangan memiliki kuat geser aktual (V_s aktual) =

$$V_{s-aktual} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{531{,}1 \times 400 \times 334{,}5}{100} = 923.126N$$

V_s aktual (923.125 N) lebih besar dari $V_{s\ perlu}$ (913.333 N), maka desain tulangan tersebut cukup menahan geser

8. Panjang Penyaluran (*Lap-Splice*) Tulangan Longitudinal (l_d)

Lap-splice pada kolom merupakan hal penting yang dalam beberapa kasus menjadi penyebab keruntuhan. Meskipun panjangnya telah diperhitungkan dengan benar, pemasangan antar tulangan pada *lap-splice* harus benar-benar terjamin sehingga ketika terjadi gempa dan gaya momen yang besar menarik tulangan, tidak terjadi *slip* atau terlepasnya ikatan antar tulangan.



Gambar 4. 62 Panjang penyaluran pada tulangan kolom

Gambar 4. 63 Kegagalan kolom akibat lemahnya sambungan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.1, penjang penyaluran dihitung berdasarkan persamaan berikut :

db = 25 mm

Ψ_t = 1,0 .....[SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(a)]

Ψ_e = 1,0 .....[SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(b)]

Ψ_s = 0,8 .....[SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(c)]

λ = 1,0 .....[SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(d)]

C_b = Decking + $D_{tul\ geser}$ + 0,5 $D_{tul\ lentur}$ =

= 40 + 10 + 25/2 = 62,5 mm

K_{tr} = 0 .....(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3)

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{62{,}5 + 0}{25} = 2{,}5 \ldots$$

Maka, nilai $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}$ diambil sebesar 2,5

$$ld = \left(\frac{f_y}{1.1^{a}\sqrt{f_c'}} \times \frac{\cdot\ t\ \cdot\ e\ \cdot\ s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) . d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1{,}1\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 0{,}8}{2{,}5} \right) \times 25 = 530{,}26 \text{ mm}$$

$l_{d\ min}$ = 300 m .... (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.1)

Maka, gunakan l_d = 530,26 mm ~ 550 mm

9. Hubungan Balok Kolom

Untuk menjamin terpenuhinya konsep *strong-colomn-weak-beam*, perlu dicek apakah tahanan geser pada join balok-kolom telah cukup menahan gaya geser desain (V_u). Besarnya gaya geser desain tersebut ditentukan dengan mengambil momen probabilistik balok-balok yang menjepit kolom baik dari arah Y maupun arah X.

a. Persyaratan Panjang Dan Lebar Kolom

SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3 mengatur baik dimensi panjang dan lebar kolom tidak boleh kurang dari 20×diameter tulangan longitudinal terbesar balok-balok yang terhubung di *joint*.

Diameter maksimal tulangan longitudinal balok = 19 mm, maka:

- h kolom = 700 mm > 20×19 mm = 360 mm… Oke

- b kolom = 500 mm > 20 × 19 mm = 360 mm… Oke

b. Kebutuhan Tulangan *Confinement* Dalam Daerah *Joint*

SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.1 dan Pasal 21.7.3.2 mengatur bahwa jumlah tulangan *confinement* di dalam *joint* harus disediakan paling tidak **setengah** dari jumlah tulangan *confinement* pada ujung-ujung kolom.

Dari perhitungan pada bagian **4.5.2.7** diperoleh :

-Luas tulangan arah x-x = 279,11 mm^2

-Luas tulangan arah y-y = 414,90 mm^2

Maka, untuk daerah *joint* diperlukan :

-Luas tulangan arah x-x = $\frac{279,11}{2} = 139,55\,mm^2$

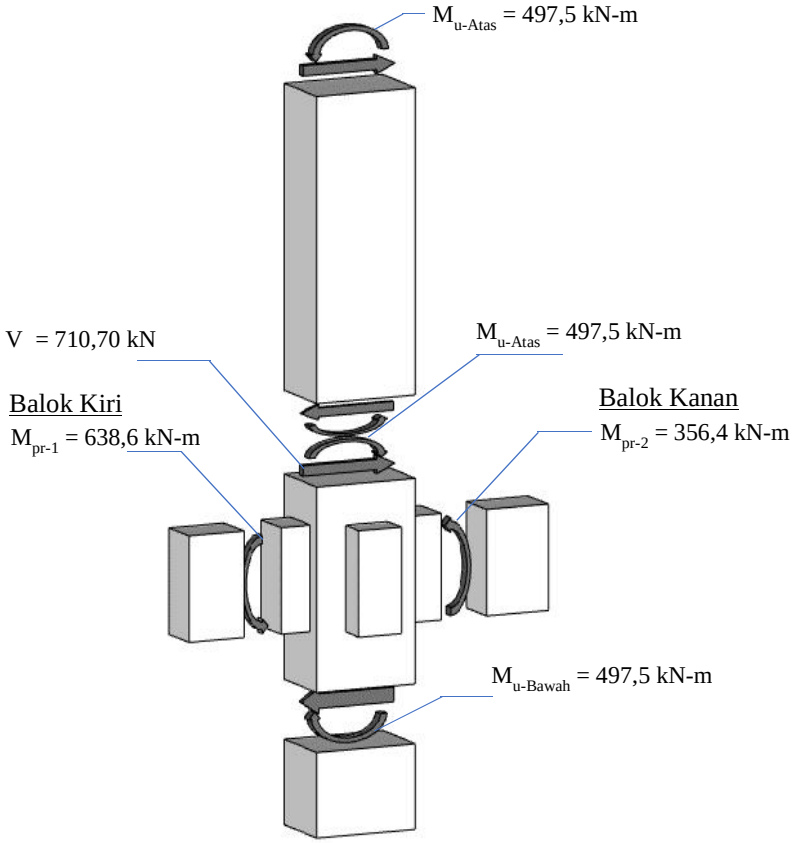
-Luas tulangan arah y-y = $\frac{414,90}{2} = 207,45\,mm^2$

Dengan menggunakan sengkang diameter 13 sebanyak 2 kaki, akan diperoleh luas tulangan aktual (luas 1 tulangan D 13 = 132,7 mm^2) = 132,7 × 2 = 265,4 mm^2

Baik pada arah x-x maupun pada arah y-y, digunakan tulangan diameter 13 sebanyak 2 kaki, maka jumlah tersebut telah memenuhi.

c. Gaya Geser Pada *Joint* Berdasarkan Momen Probabilistik

Perhatikan skema *free-body* HBK ditinjau dari arah sumbu X-X berikut :



Gambar 4. 64 Skema Free-Body gaya-gaya pada HBK

Momen probabilistik :

Pada **Bagian 4.5.1.5** telah dilakukan secara detail perhitungan momen probablistik balok dengan nilai sebagai berikut :

$M_{pr\text{-}kiri}$: 638,6 kN
$M_{pr\text{-}kanan}$: 356,4 kN

Baik pada ujung kolom atas dan ujung kolom bawah, besar momen probabilistik sama, sehingga :

M_u atas = M_u bawah

$$M_u = \frac{(M_{PR}^{+} + M_{PR}^{-})}{2} = \frac{(638,6 + 356,4)}{2} = 497,5 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser akibat goyangan, V-sway

$$V_{sway} = \frac{M_{u-bawah}}{h_n / 2} + \frac{M_{u-atas}}{h_n / 2} = \frac{497,5}{2,8/2} + \frac{497,5}{2,8/2} = 710,7 \text{ kN}$$

Total gaya-gaya yang bekerja di *joint*

Tinjau *free-body* diagram pada **gambar 4.66**. Balok yang memasuki join memiliki tulangan sebagai berikut :

A_s^+ Balok = A_s^- Balok = 5D19 = 1418,2 mm^2

A_s Pelat = Tulangan atas 4D13 = 528 mm^2

Tulangan bawah 4D13 = 528 mm^2, sehingga :

<u>As bagian atas balok</u>

A_s^- Balok + A_s Pelat = 1418,2 + 528+ 528 = 2474,2 mm^2

<u>As bagian bawah balok</u>

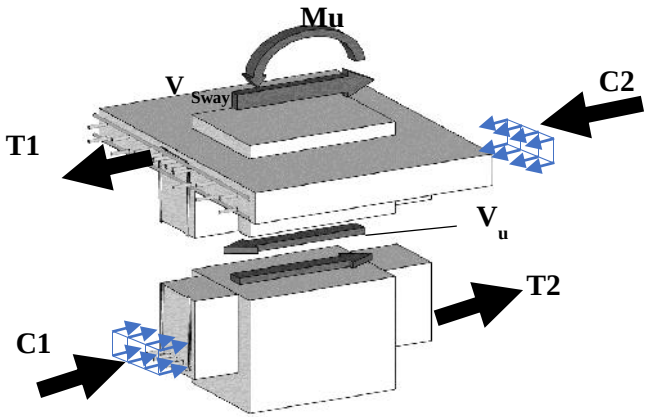
A_s^+ Balok = 1418,2 mm^2

- Gaya **tarik** yang bekerja pada **baja tulangan** balok **kiri**
  T1 = 1,25 × $A_{s\text{-Atas}}$ × f_y = 1,25 × 2474,2 × 400 = 1.237.100 N

- Gaya **tekan** yang bekerja pada **baja tulangan** balok **kiri**
  C1 = 1,25 × $A_{s\text{-bawah}}$ × f_y = 1,25 × 1418,2 × 400 = 709.000 N

- Gaya **tarik** yang bekerja pada **baja tulangan** balok **kanan**
  T2 = C1 = 709.000 N

- Gaya **tekan** yang bekerja pada **baja tulangan** balok **kanan**
  C2 = T1 = 1.237.100 N



Gambar 4. 65 Gaya geser pada HBK

Dengan demikian, besarnya gaya geser pada join (V_u), baik pada arah X maupun arah Y yaitu sebesar :

V_u = T1+ C2- V_{sway} = 1.237.100+1.237.100-710.000 =1.764.200 N

d. Cek Kekuatan Geser Join terjadap Gaya Geser yang Terjadi

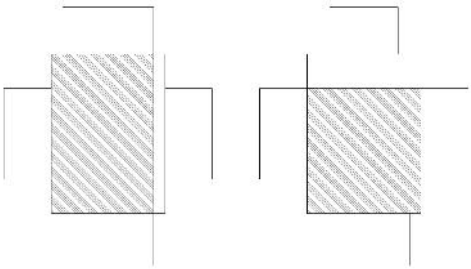
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, kuat geser nominal join yang dikekang di keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{f_c'} \times A_j$$

Nilai tersebut, setelah direduksi sebesar 75% harus lebih besar dari nilai V_u.

$$¤V_n > V_u \Rightarrow V_n > \frac{V_u}{¤}$$

A_j adalah luas efektif *joint* dihitung sebagai berikut :



Gambar 4. 66 Ilustrasi luas efektif pada daerah *joint*

$A_{j\text{-Arah x}} = 700 \times (500\text{-}50) = 315.000 \text{ mm}^2$

$A_{j\text{-Arah y}} = 500 \times (700\text{-}150) = 275.000 \text{ mm}^2$

Dengan demikian,

$V_{n\text{-}X} = 1,7 \times \sqrt{30} \times 315.000 = 2.929.185N$

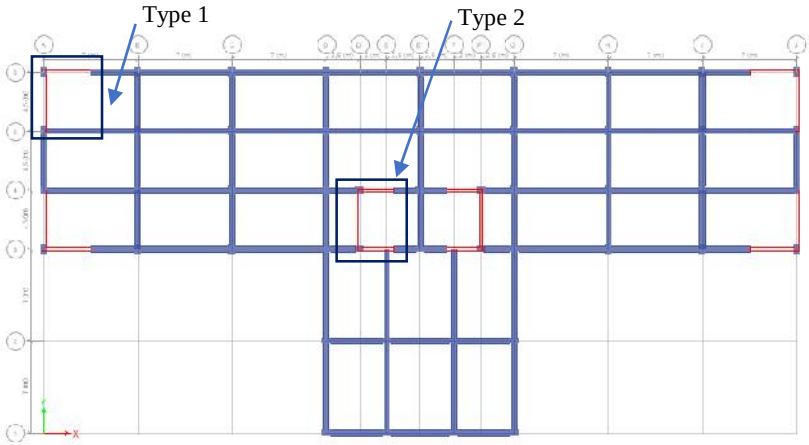
$V_{n\text{-}Y} = 1,7 \times \sqrt{30} \times 275.000 = 2.557.255N$

Besar gaya geser pada *joint* (V_u) yaitu sebesar 2.036.000 N, maka

$\frac{V_u}{¤} = \frac{1.764.200}{¤} = 2352.266N$, dengan demikian, V_{nx} maupun V_{ny} telah lebih besar dari V_u.

4.5.3 Desain Stuktur Dinding Geser

Pada stuktur ini, dinding geser di desain menggunakan sistem dinding penahan momen khusus, sesuai dengan ketentuan yang disyaratkan dalam SNI gempa. Terdapat dua jenis dinding yang digunakan, dengan ketebalan masing-masing 250 mm.



Gambar 4. 67 Dengah Rencana Dinding Geser

1. Perancangan dinding geser tipe 1

a. Data Perancangan

Tebal *Shearwall* (*h*) : 250 mm

Tinggi *Shearwall* (*hw*) : 3000 mm

Panjang *Shearwall* (lw_y) : 4500 mm

Panjang *Shearwall* (lw_x) : 3000 mm

Tebal Decking (d') : 40 mm

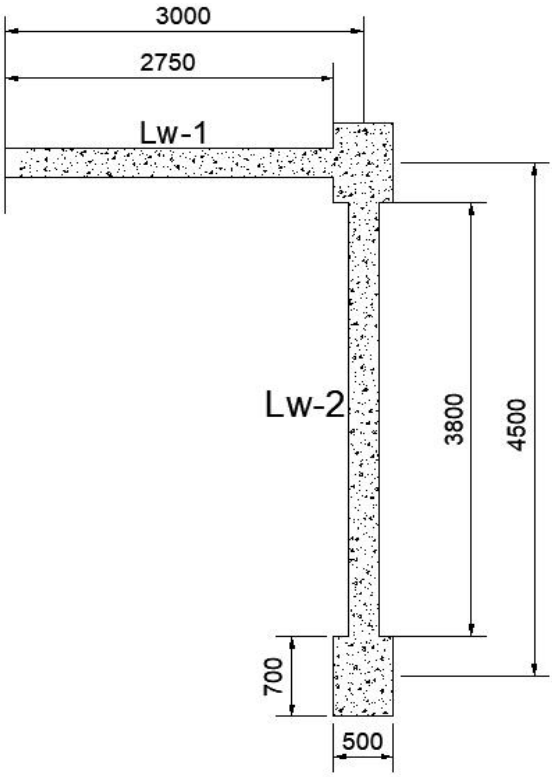
Diameter Tulangan (D) : 16 mm

Diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm

Mutu Tulangan (fy) : 400 MPa

Mutu sengkang (fy) : 400 MPa

Mutu Beton (f'c) : 30 Mpa



Gambar 4. 68 Penampang Dinding Geser Tipe-1

b. Gaya Dalam

Tabel 4. 38 Tabel gaya dalam pada dinding geser

Kombo	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
1,2 D + Ex + L	4.673	884	1.794	15.223	9.435
1,2 D - Ex + L	7.886	378	2.004	16.326	9.088
1,2 D + Ey + L	3.146	1.937	602	6.877	16.365
1,2 D - Ey + L	10.073	1.392	563	6.762	14.450
0,9 D + Ex	2.712	682	1.974	16.830	9.264
0,9 D - Ex	5.724	421	2.010	16.198	8.818
0,9 D + Ey	984	1.894	596	7.005	16.635
0,9 D - Ey	7.911	1.434	568	6.634	14.180

Berdasarkan data output gaya dalam pada **Tabel 4.31** diperoleh nilai gaya dalam desain sebagai berikut :

- P_u : 10.073 kN
- V_2 : 1.937 kN
- V_3 : 2.010 kN
- M_2 : 16.830 kN
- M_3 : 16.635 kN

c. Tulangan Transversal untuk Menahan Geser

SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4 mengatur bahwa nilai Vn, gaya geser nominal harus lebih kecil dari pada $0{,}66 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$. Persyaratan tersebut harus ditinjau baik pada arah sumbu x maupun arah sumbu y. Dengan bentuk penampang dinding seperti terlihat pada **Gambar 4.69** maka gaya geser arah x ditahan oleh segmen A, sementara gaya geser arah y ditahan oleh segmen B. Berikut adalah rincian prosedur pengecekan persyaratan tersebut.

Gaya geser nominal, $V_n = \frac{V_u}{¤}; ¤ = 0{,}75$

<u>Gaya geser arah-x</u>

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{¤} = \frac{2010}{0{,}75} = 2679{,}4 \text{ kN}$$

Dengan panjang **dinding** 3m dan tebal 0,25 m, diperoleh luas :

$$A_{cv} = L_x \times t = 3\text{m} \times 0{,}25\text{m} = 0{,}75\text{m}^2$$

Cek persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4

$$0{,}66 A_{cv}\sqrt{f_c'} = 0{,}66 \times 0{,}75 \times 10^6 \times \sqrt{30} = 2.711.227 N$$

V_{nx}	<	$0{,}66 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$
2679,4 kN	<	2.771,2 kN ….. Oke

<u>Gaya geser arah-y</u>

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{¤} = \frac{1936{,}6}{0{,}75} = 2582{,}1 \text{ kN}$$

Dengan panjang dinding 4,5m dan tebal 0,25 m, diperoleh luas :

$$A_{cv} = L_x \times t = 4{,}5\text{m} \times 0{,}25\text{m} = 1{,}125\text{m}^2$$

Cek persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4

$$0{,}66 A_{cv}\sqrt{f_c'} = 0{,}66 \times 1{,}125 \times 10^6 \times \sqrt{30} = 4.066.840 N$$

V_{nx}	<	$0{,}66 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$
2581,1 kN	<	4.066,8 kN ….. Oke

d. Cek Jumlah Lapis Tulangan yang Diperlukan

Berdasarkan SNI-2847:2013 Ps.21.9.2.2, bila V_u melebihi

$0{,}17 \times \lambda \times A_{cv} \sqrt{f'c}$, maka dua lapis tulangan harus digunakan. Persyaratan ini harus ditinjau baik dalam arah x maupun dalam arah y.

<u>Arah X</u>

$A_{cv} = L_x \times t$ = 3 m×0,25 m = 0,75 m^2

V_u = 2010 kN = 2010.000 N

$0{,}17.\lambda.A_{cv} \sqrt{f'c} = 0{,}17 \times 0{,}75 \times \sqrt{30}$ = 698.346 N

Karena $V_u > 0{,}17\lambda \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$, maka diperlukan 2 tirai tulangan geser.

<u>Arah Y</u>

$A_{cv} = L_x$ x t = 4,5 m x 0,25 m = 1,125m^2

V_u = 1936,6 kN = 1936.600 N

$0{,}17.\lambda.A_{cv} \sqrt{f'c} = 0{,}17\ x\ 1{,}125\ x \sqrt{30}$ = 1.047.519 N

Karena $V_u > 0{,}17.\lambda.A_{cv} \sqrt{f'c}$, maka diperlukan 2 tirai tulangan geser.

e.Perhitungan Kuat Geser Beton (Vc)

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Ps.11.9.6, V_c harus diambil yang terkecil antara nilai-nilai berikut :

$$(1)\ V_c = 0{,}27^{a} \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 l_w}$$

$$(2)\ V_c = \left[0,05^{a}\sqrt{f_c'} + \frac{l_w\left[0,1^{a}\sqrt{f_c'} + 0,2\times\frac{P_u}{l_w\times h}\right]}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right]\times h\times d$$

Dimana :

h = Ketebalan dinding

d = 0,8 l_w

 # Untuk dinding arah X

$$(1)\ V_c = 0,27\times 1\times\sqrt{30}\times 250\times(0,8\times 3000) + \frac{10.073.300\times(0,8\times 3000)}{4\times 3000}$$

= 1.097.165 N

$$(2)\ V_c = \left[0,05\times 1\times\sqrt{30} + \frac{3000\left[0,1\times 1\times\sqrt{30} + 0,2\times\frac{10.073.000}{3000\times 250}\right]}{\frac{16.635.000}{2010.000}} \right]\times 250\times(0,8\times 3000)$$

$$V_c = 1.023.104 N$$

Dengan demikian, nilai V_c yang dipakai = 1.023.104 N

 # Untuk dinding arah Y

$$(1)\ V_c = 0,27\times 1\times\sqrt{30}\times 250\times(0,8\times 4500) + \frac{10.073.300\times(0,8\times 4500)}{4\times 4500}$$

= 1.470.869 N

$$(2)\ V_c = \left[0,05 \times 1 \times \sqrt{30} + \frac{4500\left[0,1 \times 1 \times \sqrt{30} + 0,2 \times \frac{10.073.000}{4500 \times 250} \right]}{\frac{16.635.000}{1936.000}} \right] \times 250 \times (0,8 \times 4000)$$

$$V_c = 1.716.967 N$$

Dengan demikian, nilai V_c yang dipakai = 1.470.869 N

f. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

<u>Arah X</u>

Hitung kebutuhan tulangan geser, V_s

$$V_s = \frac{V_{u-x}}{¤} - V_c = \frac{2.010.000}{0,75} - 1.023.104 = 1.656.293 \text{ N}$$

Gunakan tulangan diameter 16 mm (A_1 2D16 = 402,28 mm^2),

Dengan demikian, jarak tulangan :

$$S = \frac{A_1 \times f_y \times l_w}{V_s} = \frac{402,28 \times 400 \times 3000}{1.656.293} = 291,45 \text{ mm}$$

Dengan demikian, gunakan jarak 250 mm.

SNI 2847-2013 Ps. 21.9.2.1 Mengatur besarnya rasio tulangan transfersal, ρ_t , dan rasio tulangan longitudinal, ρ_l ,masing-masing minimal sebesar 0,0025 dengan spasi yang tidak melebihi 450 mm.

- Rasio tulangan $°_t = \frac{A_1}{h \times s} = \frac{402,98}{250 \times 250}$ = 0,0064 > 0,0025 (Oke)

- Spasi tulangan, S = 250 mm > 450 mm (Oke)

<u>Arah Y</u>

Hitung kebutuhan tulangan geser, V_s

$$V_s = \frac{V_{u-y}}{¤} - V_c = \frac{1.936.582}{0,75} - 1.470.869 = 1.111.240 \text{ N}$$

Coba tulangan diameter 13 mm dua Tirai (A_1 2D16 = 402,28 mm^2)

$$S = \frac{A_1 \times f_y \times l_w}{V_s} = \frac{402,28 \times 400 \times 4500}{1.111/240} = 651,62 \text{ mm}$$

Gunakan jarak 450 mm.

- Rasio tulangan $°_t = \frac{A_1}{h \times s} = \frac{402,98}{250 \times 450}$ = 0,0036 > 0,0025 (Oke)

- Spasi tulangan, S = 450 mm (Oke)

g. Cek Syarat Kuat Geser Nominal Penampang

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps.21.9.4.1 kuat geser nominal penampang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_{cv}\left(\sim_c{}^a\sqrt{f'_c} + °_t f_y\right)$$

<u>Arah X</u>

$°_t$ = 0,0064

α_c = 0,25 untuk $\frac{hw}{Lw} \leq 1,5$

= 0,17 untuk $\frac{hw}{Lw} \geq 2,0$

$\frac{hw}{Lw} = \frac{\text{tinggi total dinding}}{\text{Panjang dinding}} = \frac{30 \text{ m}}{3 \text{ m}}$ = 10 > 2, maka α_c = 0,17

$$V_n = A_{cv}\left(\sim_c{}^a\sqrt{f'_c} + °_t f_y\right)$$

$V_n = 3000 \times 250\ (0{,}17 \times \sqrt{30} + 0{,}0064 \times 400) = 2.629.075$ N

Kuat geser terfaktor :

$ØV_n = 0{,}75 \times 2.629.075 = 1.971.806$ N

$V_{u\text{-}x} = 2.010.000$ N

Karena $V_{u\text{-}x} > ØV_n$, maka jarak antara tulangan transversal yang semula 250 mm diperkecil menjadi 200 mm. Dengan demikian, diperolah nilai ρ_t sebesar 0,008 dan $ØV_n$ menjadi 2.323.125 N.

Nilai ini telah lebih besar dari $V_{u\text{-}x}$, maka tulangan transversal arah x yang dipakai : 2D13-200

<u>Arah Y</u>

$\rho_t = 0{,}0036$

$\alpha_c = 0{,}25$ untuk $\frac{hw}{Lw} \leq 1{,}5$

$= 0{,}17$ untuk $\frac{hw}{Lw} \geq 2{,}0$

$\frac{hw}{Lw} = \frac{\text{tinggi total dinding}}{\text{Panjang dinding}} = \frac{30 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 10 > 2$, maka $\alpha_c = 0{,}17$

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right)$$

$V_n = 4500 \times 250\ (0{,}17 \times \sqrt{30} + 0{,}0036 \times 400) = 2.656.662$ N

Kuat geser terfaktor :

$ØV_n = 0{,}75 \times 2.656.662 = 1.992.496$ N

$V_{u\text{-}y} = 1.936.582$ N

Karena $ØV_n > V_{u\text{-}x}$, maka tulangan transversal arah Y : 2D13-450 telah cukup untuk menahan geser.

h. Cek Syarat Kuat Geser Nominal Maksimum

SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4 membatasi kuat geser nominal maksimum dinding geser sebagai berikut :

$$V_{n\text{-}max} = 0{,}83 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

<u>Dinding arah-X</u>

$$V_{n\text{-}max} = 0{,}83 \times 3000 \times 250 \sqrt{30} = 3.409.572{,}9 \text{ N}$$

$V_{n\text{-}Aktual}$ = 2.629.075 N, maka syarat telah terpenuhi.

<u>Dinding arah-Y</u>

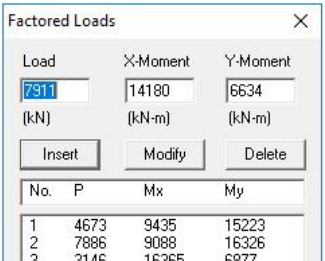
$$V_{n\text{-}max} = 0{,}83 \times 4500 \times 250 \sqrt{30} = 5.114.359{,}4 \text{ N}$$

$V_{n\text{-}Aktual}$ = 2.656.662 N, maka syarat telah terpenuhi.

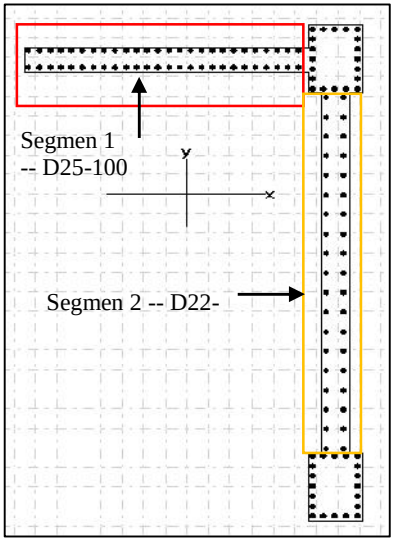
i. Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial dan Lentur

SNI 2847:2013 Pasal. 21.9..2.1 Mengatur besarnya rasio tulangan transfersal, ρ_t , dan rasio tulangan longitudinal, ρ_l ,masing-masing minimal sebesar 0,0025 dengan spasi yang tidak melebihi 450 mm.

Pada perancangan dinding geser tipe 1, direncanakan menggunakan diameter tulangan **D22-200** pada panel 1 dan **D25-100** pada panel 2. Perhitungan tulangan dilakukan dengan menggunakan program SpColumn.



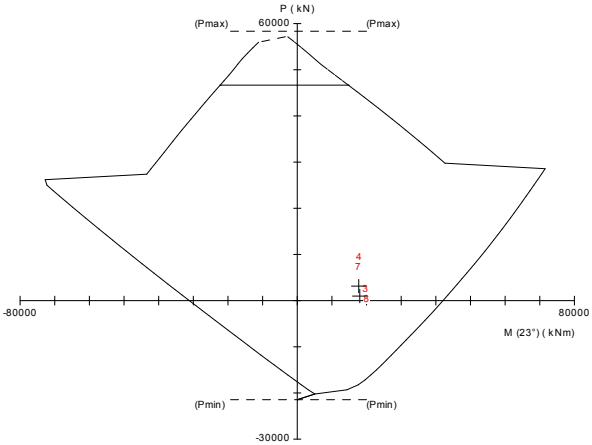
Gambar 4. 69 Input Gaya Kolom pada Program spColumn



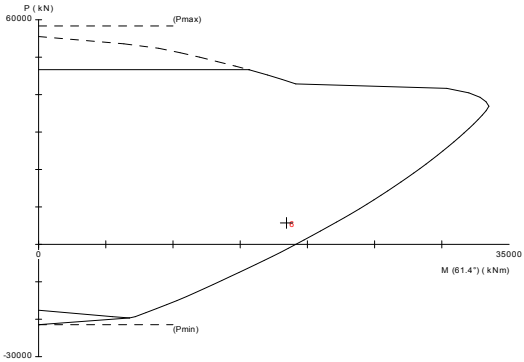
Gambar 4. 70 Rencana Penulangan Longitudinal Dinding Geser Tipe 1

Dengan konfigurasi tulangan tersebut, diperoleh rasio tulangan longitudinal, ρ_l ,sebesar 0,0147. Nilai tersebut telah lebih besar dari syarat minimum rasio yaitu 0,0025.

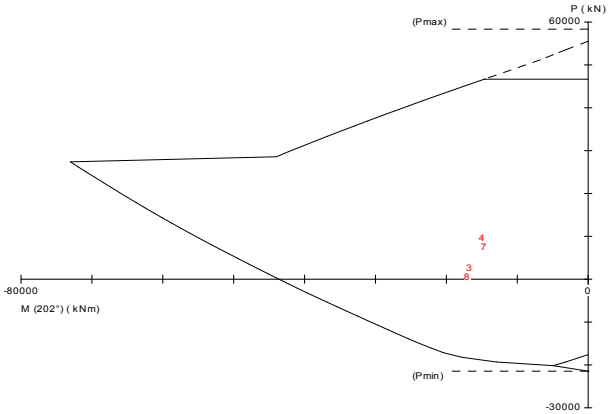
Berikut adalah hasil yang diperoleh :



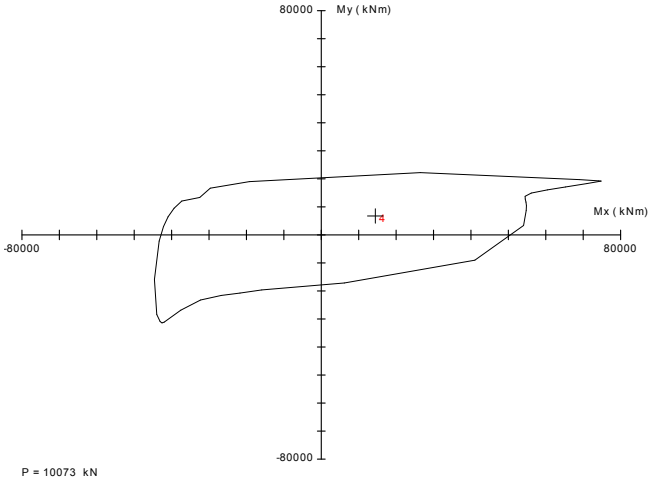
Gambar 4. 71 Diagram Interaksi Dinding Geser (M_x, M_y, P)



Gambar 4. 72 Diagram Interaksi Dinding Geser (M_x dan P)



Gambar 4. 73 Diagram Interaksi Dinding Geser (M_y dan P)



Gambar 4. 74 Diagram Interaksi Ditinjau Mx dan My

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	7886.00	9088.00	16326.00	11303.13	20305.33	1.244
2	4673.00	9435.00	15223.00	11770.07	18990.54	1.247
3	3146.00	16365.00	6887.00	42405.17	17845.67	2.591
4	10073.00	14450.00	6762.00	45175.46	21140.24	3.126
5	2712.00	9264.00	16830.00	9925.14	18031.10	1.071
6	5724.00	8818.00	16198.00	10536.90	19355.49	1.195
7	7911.00	14180.00	6634.00	43181.96	20202.34	3.045
8	984.00	16635.00	7005.00	40067.39	16872.39	2.409

Gambar 4. 75 Output momen nominal penampang dinding geser

Dari tabel *output* momen nominal penampang di atas, dapat diketahui bahwa tulangan yang didesain telah mencukupi.

Elemen Pembatas Khusus

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal. 21.9.6.2, daerah tekan harus diberi komponen pembatas khusus (*Special Boundary element*) apabila persamaan berikut terpenuhi.

$$c \geq \frac{l_w}{600\left(¢_u / h_w\right)}$$

Dimana :

- c : Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral pada penampang
- lw : Panjang segmen *sheer wall*
- hw : Tinggi dinding keseluruhan
- δ_u : Deformasi terbesar dinding geser di puncak gedung
- l_w = 3.000 mm
- h_w = 30.000 mm
- δ_u = 67 mm

$\frac{¢_u}{h_w} = \frac{67}{30.000} = 0,0023$, tidak lebih kecil dari 0,007. Dengan demikian diambil nilai $\frac{¢_u}{h_w} = 0,007$

Menentukan letak garis netral (c)

Nilai garis netral dapat diperoleh dari program spColumn dengan dengan mengambil nilai *neutral axix* terbesar dari semua kombinasi beban.

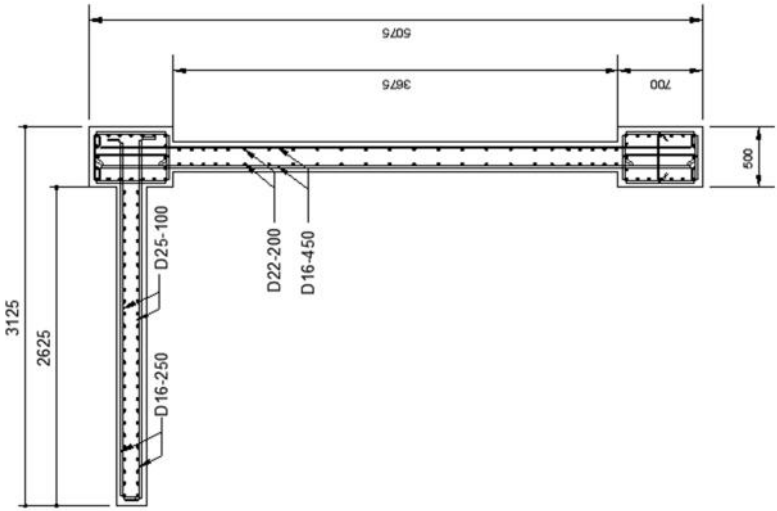
No.	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm
1	7886.00	9088.00	58532.77	6.441	2730
2	4673.00	9435.00	66014.19	6.997	2087
3	3146.00	16365.00	68435.27	4.182	1855
4	10073.00	14450.00	54270.58	3.756	2994
5	2712.00	9264.00	67771.46	7.316	1803
6	5724.00	8818.00	63561.11	7.208	2279
7	7911.00	14180.00	58478.46	4.124	2735
8	984.00	16635.00	64929.03	3.903	1594

Gambar 4. 76 Output letak garis netral dinding geser

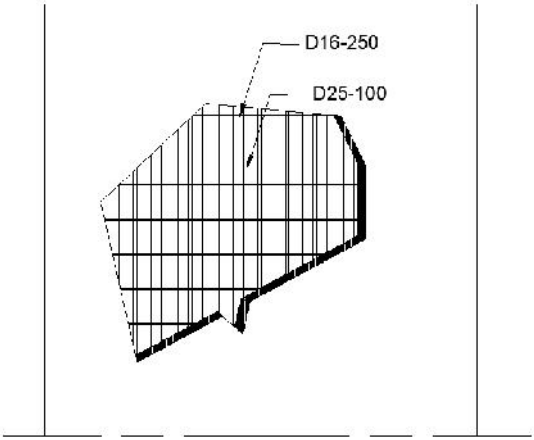
$$c \geq \frac{l_w}{600\left(¢_u / h_w\right)}$$

$$2994 < \frac{30.000}{600 \times 0,007} = 7142,8mm$$

Dengan demikian elemen pembatas khusus tidak diperlukan.



Gambar 4. 77 Detail penulangan shear wall 1



Gambar 4. 78 Detail penulangan shear wall 1

2. Perancangan dinding geser tipe 2

a. Data Perancangan

Tebal *Shearwall* (*h*) : 250 mm

Tinggi *Shearwall* (*hw*) : 3000 mm

Panjang *Shearwall* (lw_y) : 4500 mm

Panjang *Shearwall* (lw_x) : 3000 mm

Tebal Decking (d') : 40 mm

Diameter Tulangan (D) : 16 mm

Diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm

Mutu Tulangan (fy) : 400 MPa

Mutu sengkang (fy) : 400 MPa

Mutu Beton (f'c) : 30 Mpa

b. Hasil Perancangan

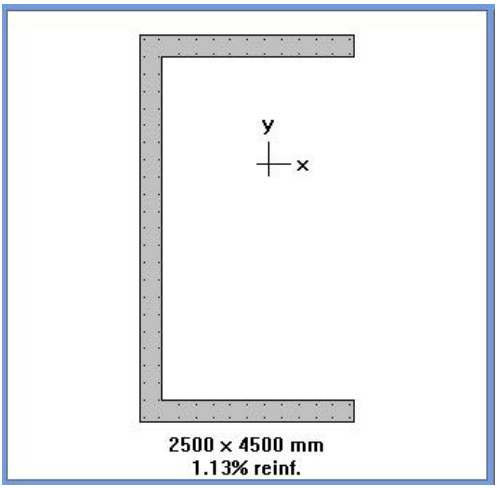
Prosedur perhitungan sama seperti pada bagian **4.5.3.1.** Berikut adalah hasil perhitungan dinding geser tipe 2.

- <u>Tulangan Transversal</u>

  Arah X : 2D13-300

  Arah Y : 2D13-300

- <u>Tulangan Longitudinal</u>

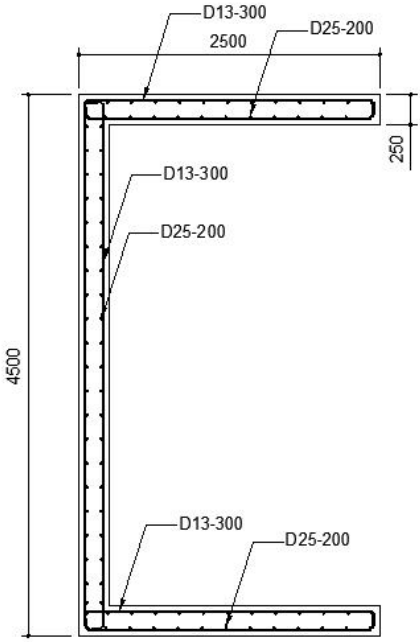


Gambar 4. 79 Penulangan Longitudinal Shear Wall 2

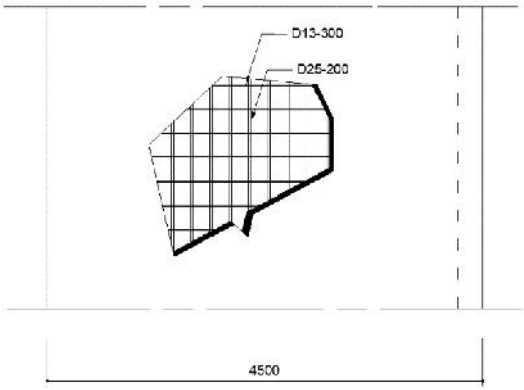
Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	7922.00	13036.00	674.00	35526.34	1836.82	2.725
2	6209.00	2262.00	3895.00	8453.16	14555.74	3.737
3	7057.00	3541.00	1835.00	20813.72	10785.99	5.878
4	3109.00	13788.00	820.00	26197.28	1558.01	1.900
5	5683.00	13110.00	683.00	31370.76	1634.35	2.393
6	3970.00	3821.00	2253.00	19043.90	11228.97	4.984
7	4818.00	3615.00	1843.00	20818.25	10613.57	5.759
8	5348.00	13863.00	829.00	30748.22	1838.73	2.218

Gambar 4. 80 Output momen nominal dinding geser 2



Gambar 4. 81 Detail penulangan shear wall 2

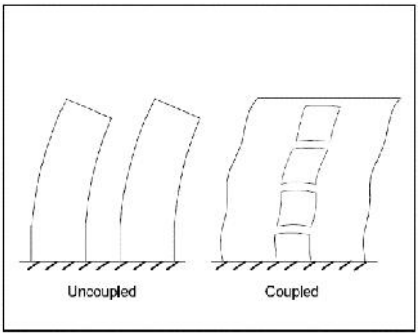


Gambar 4. 82 Detail penulangan shear wall 2

3. Balok Kopel (*Couple Beam*)

Dalam sistem berangkai, dinding-dinding sturktur harus disatukan satu sama lain dengan balok. Masing-masing dinding akan berperilaku sebagai dua kantilever yang bekerja secara terpisah jika balok perangkai tidak cukup kaku. **Gambar** 4.81 menunjukan efek dari sistem dinding perangkai (*Couple system*) dalam meningkatkan kekakuan dengan cara transfer gaya geser dan momen melalui balok kopel. Bentuk defleksi dinding geser akan berubah dari yang awalnya berprilaku seperti kantilever sederhana (**gamba 4.81 a**) menjadi bentuk defleksi pada sistem rangka.

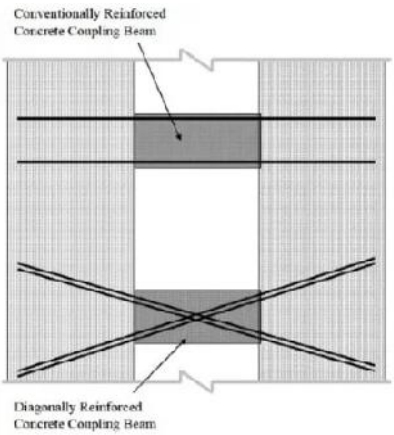
Terdapat beberapa pendekatan dalam menganalisa sistem dinding berangkai. Pendekatan paling sederhana adalah dengan mengabaikan efek kopel dengan mempertimbangan masing-masing dinding bekerja sebagai kantilever terpisah. Pendekatan ini akan menghasilkan desain dinding geser yang konservatif. Jika balok perangkai cukup kaku, seperti akan dijelaskan kemudian, gaya geser dan momen yang signifikan akan terkonsentrasi pada balok kopel. Meskipun akan menghasilkan nilai defleksi yang lebih kecil pada struktur, balok kopel ini harus didesain secara khusus untuk mampu menyediakan kekakuan yang cukup.



Gambar 4. 83 Prilaku Dinding Geser Uncouple dan Couple

Balok-balok perangkai mempunyai peran penting dalam mendistribusikan geser dari satu dinding ke dinding lainnya dan memungkinkan terjadinya deformasi yang cukup besar akibat geser yang bekerja dinding. Akibatnya, gaya geser yang bekerja pada balok perangkai akan cepat terdegradasi pada saat gaya siklik bekerja. **Gambar 4.82** menunjukan dua macam balok perangkai yang memiliki konfigurasi penulangan berbeda satu sama lain. Seperti telah dijelaskan sebelumnya, dinding geser dengan sistem perangkai dapat didesai secara konservatif dimana efek kopel dari balok diabaikan. Dengan pendekatan ini, akan dihasilkan desain tulangan seperti ditunjukan pada **gambar 4.83 (a)**.

Metode lain yaitu dengan penulangan diagonal seperti terlihat pada **gambar 4.84** Penulangan dengan cara ini dilakukan jika balok sangat kaku sehingga berperan penuh sebagai komponen *Coupling Beam* dimana gaya geser sangat besar akan didistribusikan melalui balok ini. Detail penulangan metode 2 ini akan dibahas pada bagian studi kasus.



Gambar 4. 84 Dua Metode Penulangan Balok Kopel
(Sumber : The Constructir.org)

a. Persyaratan Geometris

SNI 2847:2013 Pasal 21.9.7.1 memberikan ketentuan jika nilai l_n / **h ≥ 4**, maka balok perangkai harus memenuhi persyaratan pasal 21.5 tentang komponen stuktur lentur rangka pemikul momen khsusu. Dengan demikian, ketentuan-ketentuan elemen lentur SPRMK harus terpenuhi dan balok didesain seperti pada **gambar 4.82 (a).** Contoh detail penulangan balok perangkai secara konvesnional ini ditunjukan pada **gambar 4.83**

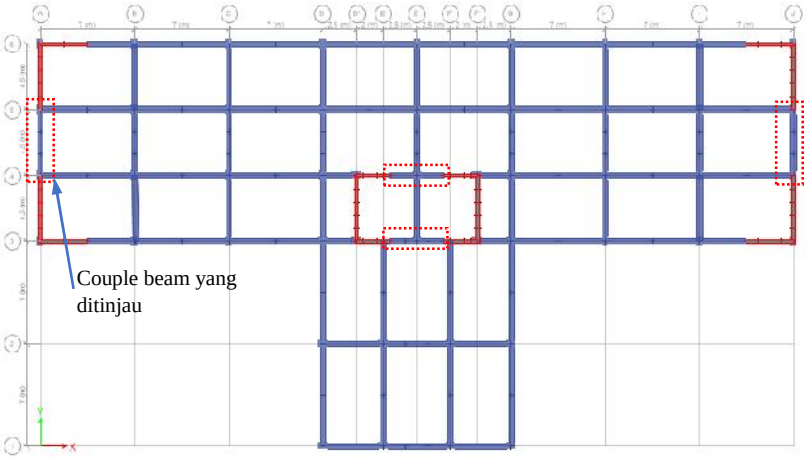
Gambar 4. 85 Penulangan Balok Kopel Metode 1
(Sumber : www.structuremag.org)

Pasal 21.9.7.2 menyatakan bahwa balok kopel perangkai dengan l_n **/ h < 2** dan **Vu** melebihi **0,33λ** $\sqrt{f'c}$ A_{cw} harus ditulangi dengan dua batang tulangan yang berpotongan secara diagonal simetris terhadap tengah bentang

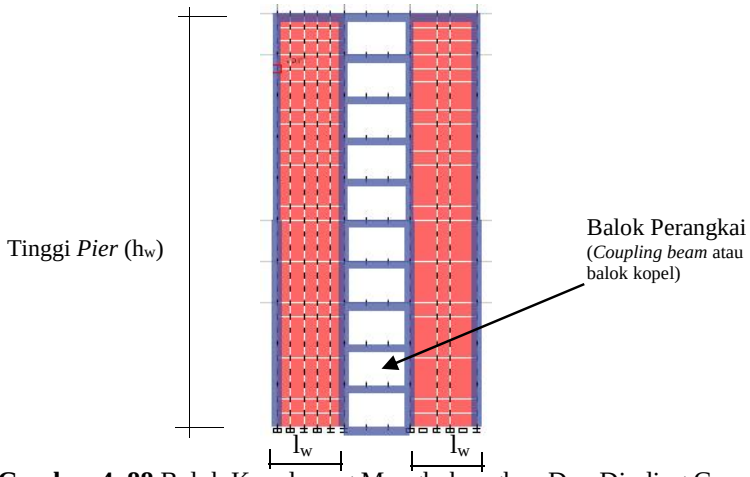
Jika balok kopel tidak memenuhi salah satu dari pasa-pasal tersebeut diatas, maka diijinkan untuk mendesain balok sesuai ketentuan pasal **21.5.2** hingga **21.5.4** atau menulanginya seperti disebut pada pasal **21.9.7.2. Gambar 4.84** menunjukan contoh penulangan balok perangkai dengan tulangan diagonal

Gambar 4. 86 Penulangan Balok Kopel Metode 2
(Sumber : theconstructor.org)

Desain Balok Kopel pada Objek Studi



Gambar 4. 87 Denah Letak Balok Kopel pada Struktur



Gambar 4. 88 Balok Kopel yang Menghubungkan Dua Dinding Geser

Pada struktur ini, balok-balok yang menghubungkan Shear Wall 1 dan 2 memiliki tinggi 600 mm dan bentang bersih 4000 mm. Dengan meninjau persyaratan-persyaratan di atas, maka diperoleh nilai rasio antara tinggi dan benatang sebagai berikut.

- l_n = bentang bersih balok = 4000 mm

- h = tinggi balok = 600 mm

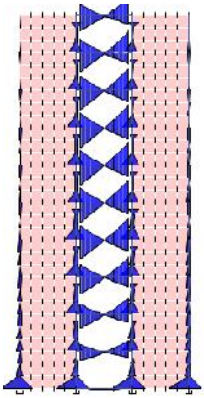
- l_n / h = 4000 / 600 = 6,67

Dengan nilai rasio tinggi dan bentang sebesat 6,67, maka balok-balok tersebut harus didesain berdasarkan ketentuan struktur SRPMK.

Untuk keperluan studi, pada akhir sub-bab ini akan diberikan perbandingan antara tiga pemodelan stuktur dengan variable tinggi balok kopel yang berbeda-beda sehingga secara berturut-turut balok kopel pada pemodelan-pemodelan tersebut memberikan rasio (l_n/h)<2, 2<(l_n/h)<4, dan (l_n/h)≥4**.**

b. Desain Tulangan Balok Kopel

Dengan nilai l_n / h = 6,67 (lebih dari 4), maka balok kopel didesain berdasarkan aturan beton SRPMK. Prosedur pendetailan sebagaimana telah dijabarkan pada subbab **4.5.1** Tentang desain balok induk.



Gambar 4. 89 Diagram Momen yang Terjadi pada Balok Kopel

Berikut ini adalah hasil perhitungan tulangan balok kopel :

Momen desain :

Tabel 4. 39 Momen desain balok kopel

Momen Desain (N-mm)		
Tumpuan kiri	-	500.220.448
	+	389.799.228
Lapangan	+	322.285.000
	-	350.541.000
Tumpuan kanan	-	451.061.700
	+	449.014.500

Hasil Perhitungan :

- Tulangan Longitudinal

<u>Tumpuan</u>

Tulangan $^{(-)}$: 6D25

Tulangan $^{(+)}$: 6D25

<u>Lapangan</u>

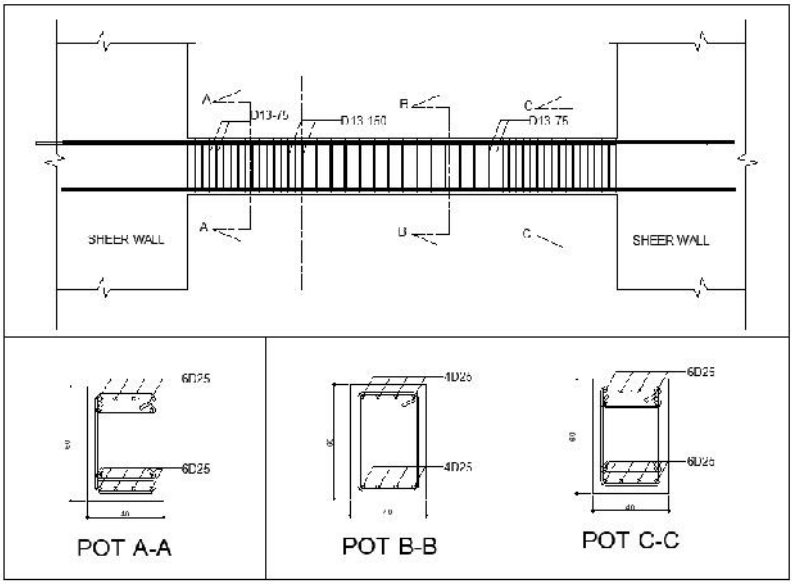
Tulangan $^{(-)}$: 4D25

Tulangan $^{(+)}$: 4d25

- Tulangan Geser

Daerah Sendi Plastis : D13-75

Dearah luar sendi plastis : D13-150

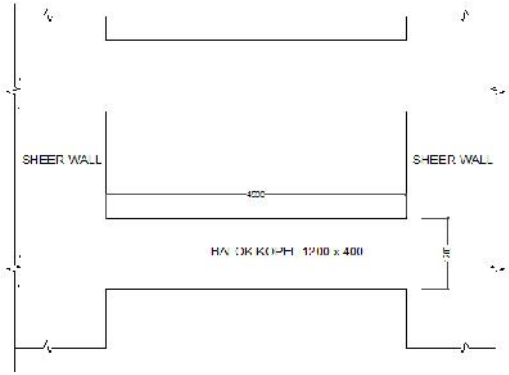


Gambar 4. 90 Detail penulangan balok kopel

4. Studi Kasus -- Balok Kopel Dengan Tulangan Diagonal

Pada bagian ini, akan diberikan studi kasus perhitungan tulangan balok kopel dengan tulangan diagonal. Seperti tertera pada Pasal **21.9.7.2** , balok kopel perangkai dengan l_n **/ h < 2** dan **Vu** melebihi **0,33λ** $\sqrt{f'c}$ A_{cw} harus ditulangi dengan dua batang tulangan yang berpotongan secara diagonal simetris terhadap tengah bentang. Dan balok kopel **2** > l_n **/ h > 4** boleh desain baik secara konvensional maupun dengan tulangan diagonal.

Gambar 4.79 menunjukan *sheer wall* pada stuktur ini dihubungkan oleh balok kopel dengan tinggi 1200 mm.



Gambar 4. 91 Balok Kopel dengan Tinggi 1200 mm yang Menghubungkan Dua Struktur Dinding Geser

Nilai l_n **/ h =** $\frac{4500}{1200} = 3,75 \Rightarrow$ balok akan didesain menggunakan tulangan diagonal.

a) Desain Tulangan Longitudinal

Desain tulangan longitudinal didasarkan pada peraturan SRPMK.

b) Desain Geser

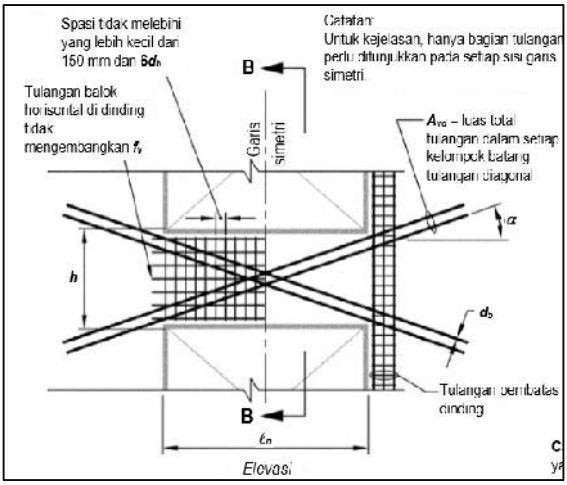
SNI beton Pasal 21.9.7.4 mensyaratkan bahwa balok kopel yang ditulangi dengan dua kelompok batang tulangan yang berpotongan secara diagonal harus memenuhi persyaratan-persyaratan berikut :

(1) Luas Tulangan Diagonal Perlu

Kuat geser nominal penampang yang dibsediakan ,V_n harus ditentukan dengan

$$V_n = 2A_{vd} f_y \sin\sim \leq 0{,}83\sqrt{f'_c} A_{cw}$$

Dimana A_{vd} merupakan luas tulangan longitudinal pada satu kelompok tulangan diagonal. Dan α merupakan sudut kemiringan tulangan diagonal.



Gambar 4. 92 Detail Aturan Penulangan Diagonal Balok Kopel (Sumber : SNI 1726:2012)

Dari program ETABS diperoleh nilai V_u = 747.893 N, maka :

$$V_n = \frac{V_u}{¤} = \frac{747.893}{0,75} = 997.191 \text{ N}$$

Dengan demikian, A_{vd} dapat ditentukan.

$$A_{vd} = = \frac{V_n}{2 \times f_y \times \sin\sim} = \frac{997.191}{2 \times 400 \times \sin 14^o} = 5193,7 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan diameter 29 mm (A_1 = 660,78)

Jumlah tulangan perlu, N = $= \frac{A_{vd}}{A_1} = \frac{5193,7}{660,7} = 7,8 \sim 8$

Maka, digunakan 8 buah tulangan.

(2) Panjang Tulangan Diagonal yang Ditanamkan ke dalam dinding

Setiap kelompok batang diagonal harus terdiri dari minimal empat tulangan disediakan dalam dua lapis atau lebih. Panjang penanaman tulangan tidak kurang dari 1,25 kali panjang penyaluran untuk f_y dalam kondisi Tarik.

Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tarik

db = 29 mm

Ψ_t = 1,0 ....(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(a)

Ψ_e = 1,0 ....(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(b)

Ψ_s = 0,8 …(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(c)

λ = 1,0 ....(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.4(d)

C_b = Decking + $D_{tul\ geser}$ + 0,5 $D_{tul\ lentur}$ =

= 40 + 10 + 29/2 = 59,5 mm

K_{tr} = 0 .....(SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3)

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{59,5+0}{19} = 3,13 > 2,5 \ldots$$

Maka, nilai $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}$ diambil sebesar 2,5

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1^{a}\sqrt{f_c'}} \times \frac{\cdot_1 \cdot_e \cdot_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

$$l_d = \left(\frac{400}{1,1\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,5} \right) \times 29 = 616,07 \text{ mm}$$

l_d *x* 1,25 = 616,07 *x* 1,25 = 770,08 mm

$l_{d\,min}$ = 300 m (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.1)

Untuk memdahkan pemasangan, gunakan l_d = 800 mm

(3) Tulangan Transversal untuk Batang Diagonal

Setiak kelompok batang diagonal harus dilingkupi tulangan transversal yang mempunyai dimensi tinggi **b_w/2** dan lebar **b_w/5**, dimana **b_w** adalah sisi pendek balok kopel.

B_w = 400 mm

Maka, h = b_w/2 = 400/2 = 200 mm

b = b_w/5 = 400/5 = 80 mm

Spasi antar tulangan transversal tersebut tidak lebih besar dari 350 mm.

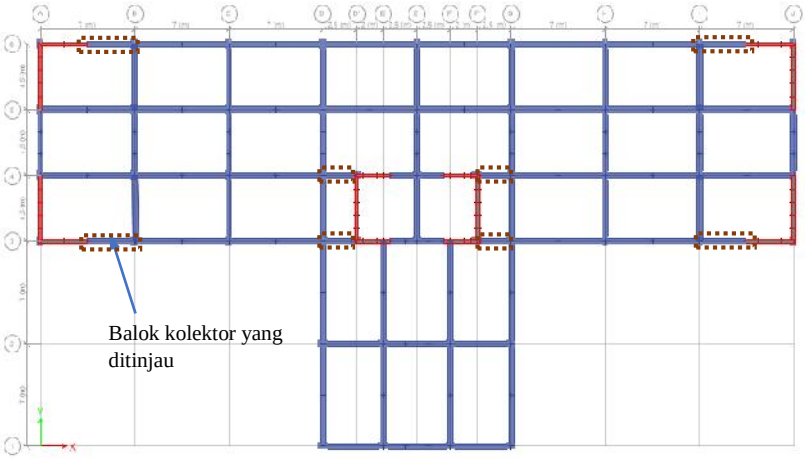
(4) Tulangan Transversal Sepanjang Bentang Balok

Sepanjang bentang balok keseluruhan, tulangan transversal harus disediakan sehingga memenugi syarat pada pasal 21.6.4.2, 21.6.4.4, dan 21.6.4.7, dengan spasi

tidak lebih dari 150 mm atau enam kali diameter tulangan longitudinal balok kopel.
S_1 = 150 mm
S_2 = 6 *x* diameter tulangan = 6 *x* 25 mm = 150 mm
Maka, S minimum : 150 mm

5. Balok Kolektor

Untuk menyalurkan gaya dari dinding geser ke rangka utama, semua elemen balok utama yang mendukung dinding, seperti terlihat pada **gambar 4.81** harus didesain berdasarkan pasal-pasal yang akan dijelaskan berikut.



Gambar 4. 93 Denah Letak Balok Kolektor pada Struktur.

Ketentuan menganai desain balok kolektor diatur dalam beberapa pasal SNI berikut :

(**SNI PASAL 21.11.3.1)** Semua diafragma dan sambungan harus diproporsikan dan didetail untuk menyediakan suatu penyaluran gaya yang lengkap ke elemen kolektor dan ke elemen vertikal sistem penahan gaya.

Faktor Kuat Lebih (Ω_o^g)

SNI GEMPA 1726:2012 Ps.7.3.3.3 Menyaratkan bahwa semua elemen kolom, balok, rangka batang atau pelat yang mendukung dinding harus direncanakan untuk menahan efek gempa termasuk **kuat lebih** yang diatur berdasarkan pasal **7.4.3.** Pengaruh faktor kuat lebih tersebut dijadikan koefisien pembesaran pada kombinasi gaya gempa. Mengacu pada **table 9**, untuk struktur dengan sistem ganda, faktor kuat lebih diambil sebesar 2,5.

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[c]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[d]	E[d]	F[e]
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Gambar 4. 94 Faktor kuat lebih gaya gempa

Dengan faktor kuat lebih tersebut, terjadi pembesaran gaya gempa sebesar 2,5 kali.

Kombinasi pembebanan gempa dengan faktor kuat lebih

U = 1,2 D + 1,0 L ± (**Ω_o^g** 1,0 E)
U = 0,9 D ± (**Ω_o^g** 1,0 E)

Dengan adanya pembesaran gaya gempa tersebut, diperoleh nilai gaya-gaya dalam seperti berikut :

Tabel 4. 40 Momen desain balok kolektor

Momen Desain (N-mm)		
Tumpuan kiri	-	564.158.245
	+	494.191.783
Lapangan	+	322.285.000
	-	350.541.000
Tumpuan kanan	-	451.061.700
	+	449.014.500

Prosedur pada sub bab **4.5.1.4** sampai **4.5.1.7** digunakan dalam perhitungan balok kolektor. Hasil perhitungan tersebut menghasilkan desain penulangan sebagai berikut :

Tabel 4. 41 Hasil perhitungan balok kolektor

Tulangan Lentur		
Tumpuan kiri	-	7D25
	+	6D25
Lapangan	+	4D25
	-	4D25
Tumpuan kanan	-	6D25
	+	6D25
Tulangan Geser		
Daerah Sendi Plastis (l_0)	D13-50	
Daerah Luar l_0	D13-150	

4.5.4 Kesimpulan Perhitungan Detail Struktur

Berikut ini akan diberikan kesimpulan hasil pendetailan strutkur utama, mencakup perhitungan balok, kolom, dan dinding geser.

Tabel 4. 42 Kesimpulan perhitungan detail struktur

Ukuran Komponen	
Kolom	
Lt.1-6	700 × 500
Lt. 7-10	700 × 500
Balok	
B1	600 ×400
B2	400 × 300
B3	500 × 350
Balok Lift	500 × 300
Balok Kopel	600 × 400
Balok Kolektor	600 × 400
Pelat	
Lantai& Atap	T =120
Dinding Geser	
SW 1 & SW 2	T =250

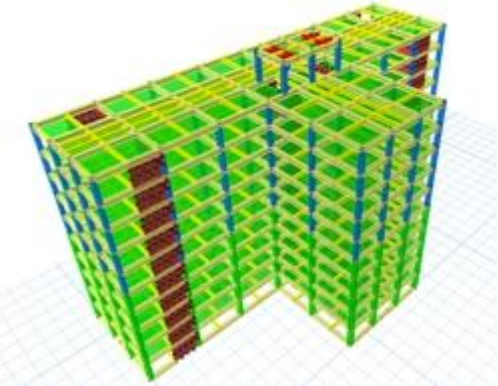
4.6 Perencanaan Struktur TMD

Sebagai instrumen untuk meredam gempa, TMD ditempatkan pada stuktur utama dan di-*setting* agar parameter-parameternya bekerja secara optimal. Sebagaimana telah dijelaskan pada **Bab 2**, TMD merupakan alat peredam yang terdiri dari massa, pegas, dan peredam. Penempatan TMD berutujuan untuk mengendalikan respon struktur utama dengan cara mengatur frekwensi TMD tersebut sehingga getaran utama akan di transfer dan berkurang. Pengaturan frekwensi TMD umumnya dilakukan dengan menyesuaikan massanya (Massa TMD menjadi variabel dalam desain)

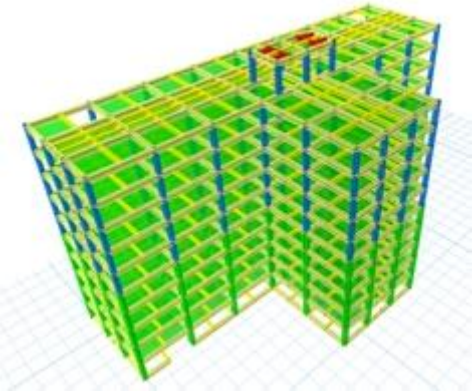
4.6.1 Model Struktur

Untuk tujuan studi, sebagaimana telah dijelaskan pada **Bab 1,** Gedung eksisting akan diubah menjadi sistem stuktur rangka pemikul momen. Dengan dihilangkannya *shear wall* pada keempat sisi, seperti terlihat pada **Gambar 4.93** , dan menempatkan TMD pada lantai-lantai puncak, akan diperoleh perbandingan response antara struktur pada kondisi awal dan struktur setelah diberi TMD. Setelah struktur diubah menjadi sistem rangka pemikul momen, ditentukan beberapa kriteria terkait dengan pembebanan gempa.

1. Stuktur akan tetap didesain secara lebih elastis, dengan demikian nilai faktor modifikasi response (R) yang digunakan sebesar 2.
2. Dalam analisa riwayat waktu, catatan gempa harus diperkecil dengan faktor pengali I/R, dimana I merupakan faktor keutamaan gempa dan R faktor modifikasi response. Dengan adanya perubahan nilai R, dari yang semula, pada sistem dengan dinding geser sebesar 7, menjadi 2, maka faktor skala yang sebelumnya sebesar 1/7 berubah menjadi ½. Hal ini akan memperbesar beban gempa yang terjadi pada gedung.



Gambar 4. 95 Model struktur *dual system*



Gambar 4. 96 Model struktur rangka dengan TMD

4.6.2 Parameter Stuktur desain TMD

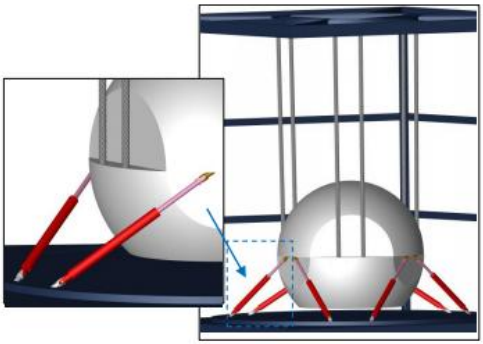
Parameter-parameter dinamik struktur diberikan pada tabel berikut

Tabel 4. 43 Parameter dinamik gedung

Item	Besar	Unit
Massa Efektif Bangunan	9960	Ton
Periode Natural		
- Mode 1	1,038	Det
- Mode 2	1,027	Det
- Mode 3	0,905	Det
Frekwensi Natural		
- Mode 1	6,049	Rad/Sec
- Mode 2	6,113	Rad/Sec
- Mode 3	6,941	Rad/Sec

4.6.3 Parameter Desain TMD

Secara sederhana , TMD dapat dipahami sebagai system massa yang memiliki redaman serta kekakuan. Skema dan implementasi *damping*, massa, *spring* dapa dipahami dengan meninjau **gambar 2.4**. Adapun bentuk sesungguhnya dari TMD yang diterapkan dapat dilihat dari **Gambar 4.97**.



Gambar 4. 97 Contoh Model TMD (Sumber : http://www.deicon.com/wp-content/uploads/2015/06/pendulum-tuned-mass-dampers.pdf)

4.6.3.1 Massa TMD

Pada stuktur berderajat kebebasan banyak, rasio massa TMD haruslah diperoleh dari perbandingan antara massa TMD dengan massa struktur utama pada ragam getar pertama (Mode-1). Chey (2007) menjelaskan bahwa performa optimal TMD terbatas pada berat massa tambahan yang berada pada kisaran 0,10 s/d 1.0% dari berat struktur utama pada periode fundamentalnya. Dalam literatur lain, rasio massa yang digunakan berkisar antara 1% - 3%. Karena tidak ada Batasan yang pasti mengenai berapa rasio massa yang dapat menghasilkan respon struktur paling optimal, pada studi ini akan dilakukan trial dengan menggunakan beberapa rasio massa, berkisar antara 0,10 % - 1,0 % dari massa struktur.
Rasio massa dihitung sebagai berikut :

$$\mu = \frac{m}{M}$$

Dimana : μ = Rasio massa
m = Massa TMD
M = Massa struktur utama

Dengan persamaan berikut, dapat diperoleh beberapa nilai massa TMD dengan menjadikan nilai rasio massa (μ) sebagai variabel.

Tabel 4. 44 Parameter massa TMD

Massa struktur utama	9.960 Ton
Rasio Massa (μ)	Massa TMD (Ton)
0,10%	9,9
0,20%	19,9
0,40%	39,8
0,60%	59,7
0,80%	79,7
1,00%	99,6

4.6.3.2 Rasio Frekwensi Optimal dan Frekwensi TMD

Untuk memperoleh parameter TMD yang optimal, Den Hartog menemukan rasio optimal (r_{opt}) antara frekwensi TMD dengan frekwensi struktur utama. Rasio tersebut dihitung menggunakan rumus berikut :

$$r_{opt} = \frac{1}{1+\mu}$$

Dimana μ merupakan rasio massa TMD terhadap massa stuktur pada periode fundamental. Dengan menggunakan nilai rasio frekwensi optimal, dapat dipeoleh frekwensi TMD optimal dengan persamaan berikut :

$$\omega d = r_{opt} \times \acute{\omega}$$

Dimana :

ωd = Frekwensi optimum TMD
ώ = Frekwensi struktur utama pada periode fundamental

Dari hasil analisa program SAP 2000, diperoleh nilai periode fundamental sebesar 1,038. Maka, frekwensi fundamental (F)= 1/T = 0,963 putaran/detik

ω natural (ώ)= F × 2π = 6,046 rad/detik

Dengan demikian, frekwensi TMD dihitung sebagai berikut :

$$\omega d = r_{opt} \times \acute{\omega} = \frac{1}{1+\mu} \text{ x } 6{,}046 \text{ rad/det}$$

Untuk beberapa variavel massa, dipeoleh nilai ωd seperti terlihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4. 45 Frekwensi optimum TMD

Rasio Massa (μ)	r_{opt}	ωd
0,10%	0,9995	6,0437
0,20%	0,9993	6,0425
0,40%	0,9990	6,0407
0,60%	0,9985	6,0377
0,80%	0,9980	6,0346
1,00%	0,9970	6,0286

4.6.3.3 Konstanta kekakuan (*Stiffness*)

Besarnya kekakuan TMD dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$K = m_d \times \omega_d^2$
Dimana : m_d = Massa TMD
ω_d = Frekwensi TMD

Untuk rasio massa 0,1% :
massa TMD = 9,96 Ton
Frekwensi natural TMD ω_d = 6,044 rad/sec
Dengan demikian, kekauan, $K = 9{,}96 \times 6{,}044^2 = 363{,}4$ Ton/m. **Tabel 4.39** memberikan nilai kekakuan untuk seluruh rasio massa yang digunakan.

Tabel 4. 46 Parameter kekakuan TMD

Rasio Massa (μ)	Massa TMD (Ton)	ωd (Rad/Sec)	Kekakuan TMD (Ton/m)
0,10%	9,9	6,0437	363,4
0,20%	19,9	6,0425	725,4
0,40%	39,8	6,0407	1445,1
0,60%	59,7	6,0377	2159
0,80%	79,7	6,0346	2867,2
1,00%	99,6	6,0286	3569,9

Untuk menyediakan kekakuan tersebut, sistem pendulum dengan penggantung akan diterapkan. Panjangnya kabel penggantung massa pendulum akan dipengaruhi oleh besarnya kekakuan. Berikut adalah persamaan yang digunakan dalam menghitung panjang kabel penggantung (*l*):

$$l = \left(\frac{T_{TMD}}{2®} \right)^2 \times g \; ;$$

Dimana :

T_{TMD} = Periode natural TMD (detik) $= \dfrac{2®}{\mu_d}$

g = Percepatan gravitasi (m/det^2)

Tabel 4.47 berikut ini memberikan panjang pendulum untuk tiap-tiap rasio massa yang digunakan.

Tabel 4. 47 Panjang kabel penggantung TMD

Rasio Massa (μ)	ωd (Rad/Sec)	T_{TMD}(detik)	Panjang kabel (m)
0,10%	6,0437	1,0396	0,269
0,20%	6,0425	1,0407	0,269
0,40%	6,0407	1,0427	0,270
0,60%	6,0377	1,0448	0,272
0,80%	6,0346	1,0469	0,273
1,00%	6,0286	1,0490	0,274

4.6.3.3 Redaman TMD

Redaman TMD dapat diperoleh dengan memperhitungkan rasio redaman. Penentuan rasio redaman tersebut selalu didasarkan dari bahan struktur. Tabel berikut ini memberikan perkiraan data rasio redaman pada beberapa jenis bahan strutkur.

Tabel 4. 48 Redaman sistem struktur

Jenis dan Kondisi Struktur	Rentang Rasio Redaman (%)
Struktur baja dengan sambungan las, beton *presetress*, beton bertulang dengan kondisi	2 – 3
Beton bertulang dengan kondisi mulai mengalami retak	3 – 5
Struktur baja dengan sambungan baut atau paku keeling, struktur kayu dengan sambungan paku atau baut	5 -7

Karena gedung yang ditinjau berupa struktur beton bertulang, maka besarnya rasio redaman diambil sebesar 5%.
Besarnya redaman TMD (C_{TMD}) dapat ditetapkan dengan mengacu pada persamaan berikut :

$$C_{tmd} = 2 m_d \omega_d \frac{1}{1+\mu} \quad 1 - \xi 1 \quad \frac{\mu}{1+\mu} \quad \frac{\xi 1}{1+\mu} + \quad \frac{\mu}{1+\mu}$$

Dimana :
μ = Rasio massa TMD
ξ_1 = Rasio redaman strutkur = 0,05

Pada Tabel 4.41 diberikan redaman TMD berdasarkan beberapa variasi massa yang digunakan

Tabel 4. 49 Paramater redaman TMD

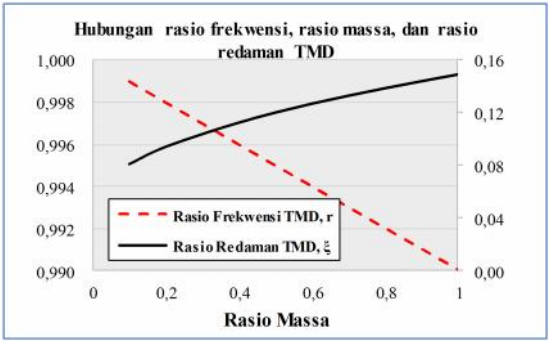
Rasio Massa (μ)	Frekwensi natural TMD, ω_d(Rad/det)	Rasio Redaman Stuktur = ξ_1	Redaman TMD (Ton-det/m)
0,10%	6,0437	0,050	9,80
0,20%	6,0425	0,050	22,69
0,40%	6,0407	0,050	54,02
0,60%	6,0377	0,050	90,83
0,80%	6,0346	0,050	131,99
1,00%	6,0286	0,050	176,82

Dengan demikian, diperoleh parameter-parameter TMD yang akan dimodelkan di program SAP2000, seperti ditunjukan dalam Tabel 4.42.

Tabel 4. 50 Parameter desain TMD

Rasio Massa (μ)	Massa TMD (Ton)	Kekauan TMD (Ton/m)	Redaman TMD (Ton-det/m)
0,10%	9,9	363,4	9,80
0,20%	19,9	725,4	22,69
0,40%	39,8	1445,1	54,02
0,60%	59,7	2159	90,83
0,80%	79,7	2867,2	131,99
1,00%	99,6	3569,9	176,82

Hubungan antara parameter-parameter TMD dapat digambarkan dalam gambar 4.98. Hubungan tersebut memberikan penjelasan bahwa meingkatkan massa TMD akan manambah kemampuan redaman, tetapi di sisi lain menurunkan rasio frekwensi (meningkatkan nilai periode natural TMD) sehingga semakin jauh dari periode natural struktur. Dengan adanya studi ini, diharapkan dapat diperoleh rasio massa sehingga menghasilkan desain TMD dengan redaman dan periode yang optimal.

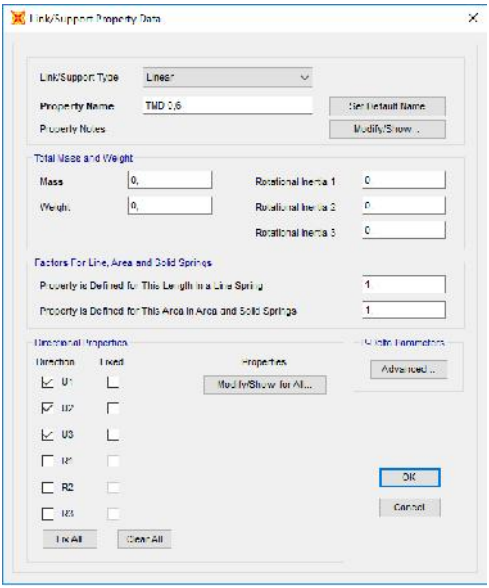


Gambar 4. 98 Hubungan rasio massa, rasio redaman, dan rasio frekwensi.

4.7 Pemodelan TMD Pada Struktur

Dalam situs https://wiki.csiamerica.com/display/tutorials/Tuned mass+damper, Computer and Structures, Inc. memberikan artikel panduan untuk memodelkan TMD menggunakan software SAP2000 dan ETABS menggunakan fitur *link element.* Berikut adalah tahapan pemodelan TMD tersebut :

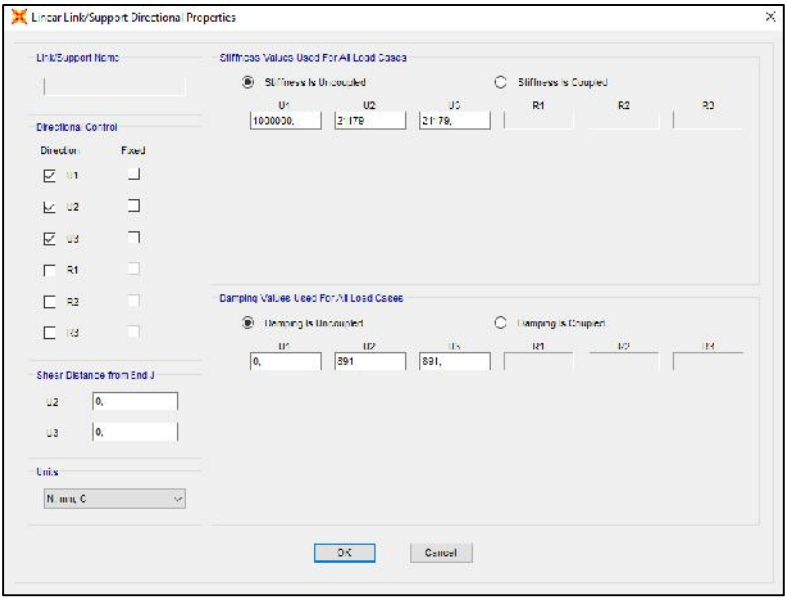
1. Pada pemodelan struktur gedung eksisting yang dinding gesernya telah dihilangkan, definisikan parameter TMD dengan langkah berikut *define – section properties – link/support properties – add new properties*. Sehingga muncul *pop up* seperti berikut.



2. Pilih *link/support type* : *linear*. Lalu *checklist* ‘U1, U2, dan U3’. U1 merupakan parameter TMD pada arah sumbu Z (searah

gravitasi), U2 dan U3 berturut-turut adalah parameter arah sumbu X dan Y.

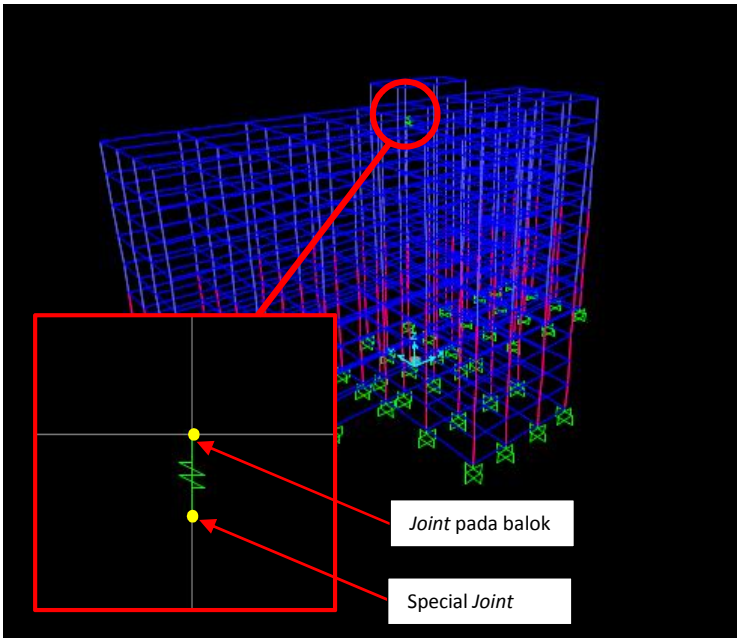
3. Masukan parameter yang telah dihitung pada *modify/show for all*. Pada contoh ini akan di-*input*-kan parameter TMD untuk rasio massa 0,6 %. Karena TMD hanya diperkenankan bergerak pada arah sumbu U2 dan U3, maka untuk U1 masukan angka *stiffness* 1.000.000 kN dan *damping* 0.



4. Memodelkan *Link Element* pada struktur. Lokasi penempatan TMD akan menjadi variabel studi. Pada contoh ini akan diberikan penempatan *single* TMD di pusat massa stuktur lantai 10 (Atap). *Special joint* akan diperlukan untuk menggambar *link element* karena pada bagian ujung bawah (selanjutnya disebut *joint j*) *link element* harus bebas tergantung. Sementar

ujung atas (selanjutnya disebut *joint i*) diletakan pada pertemuan balok.

5. *Input*-kan massa TMD pada *joint j* di arah sumbu lateral (X dan Y) dengan langkah : *define – Joint – Additional Mass*.



Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN STUDI

5.1 Optimasi Desain TMD

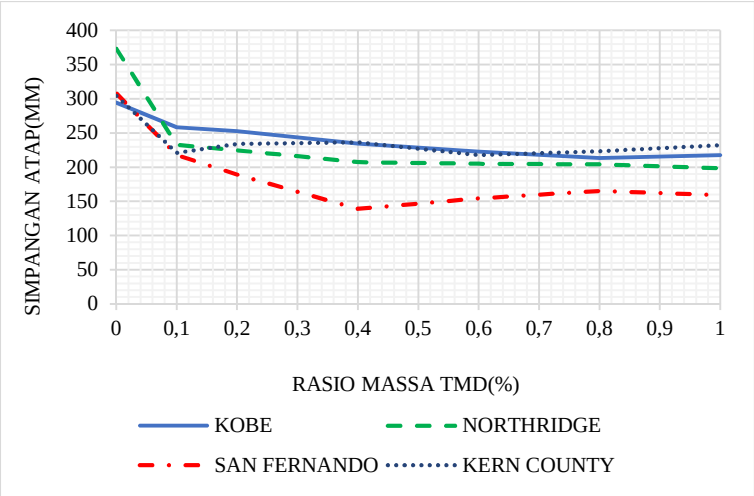
5.1.1 Pengaruh Massa TMD Terhadap Simpangan Atap

Tabel 5. 1 Simpangan atap arah X

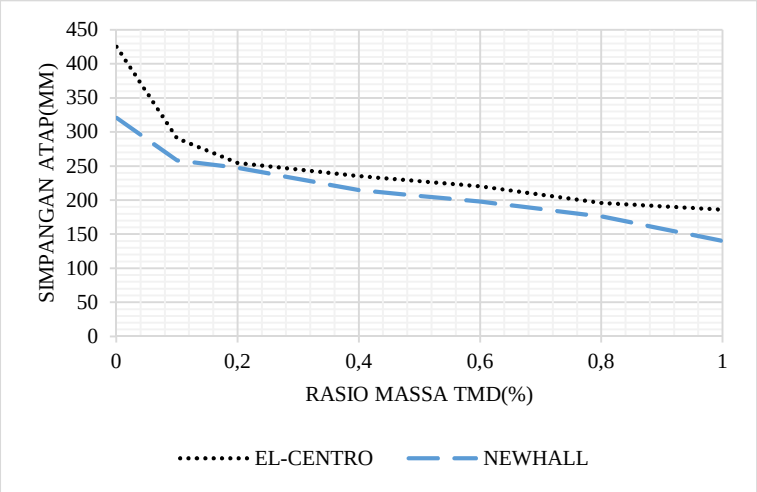
	Simpangan Atap Arah X (mm)						
	No.TMD	0,1%	0,2%	0,4%	0,6%	0,8%	1%
Kobe	294	258	253	235	223	213	218
El-Centro	425	291	255	235	221	196	186
Northridge	373	233	225	208	205	204	199
S.Fernando	308	218	189	139	155	165	159
Newhall	321	259	248	215	198	176	140
Helena	158	136	134	127	126	127	121
Kern	305	221	234	236	218	224	232

Tabel 5. 2 Simpangan atap arah Y

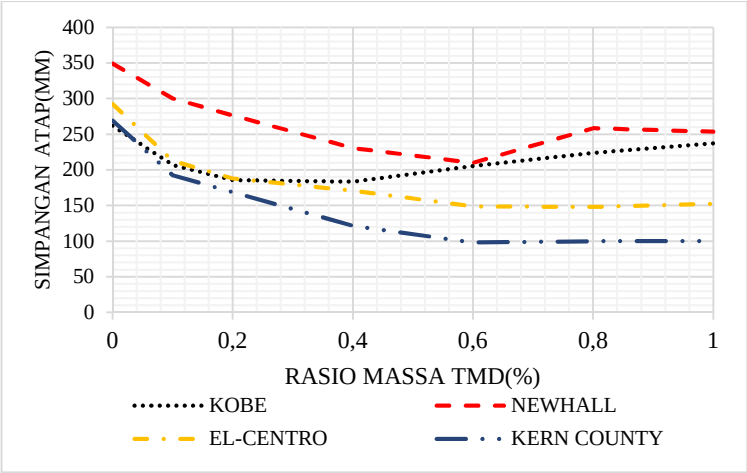
	Simpangan Atap Arah Y (mm)						
	No.TMD	0,1%	0,2%	0,4%	0,6%	0,8%	1%
Kobe	262	207	186	184	205	224	238
El-Centro	293	213	188	171	149	148	153
Northridge	278	157	139	117	113	111	105
S.Fernando	292	216	195	166	159	155	148
Newhall	349	300	277	231	210	259	253
Helena	261	207	192	163	153	140	127
Kern	269	192	169	122	98	100	101



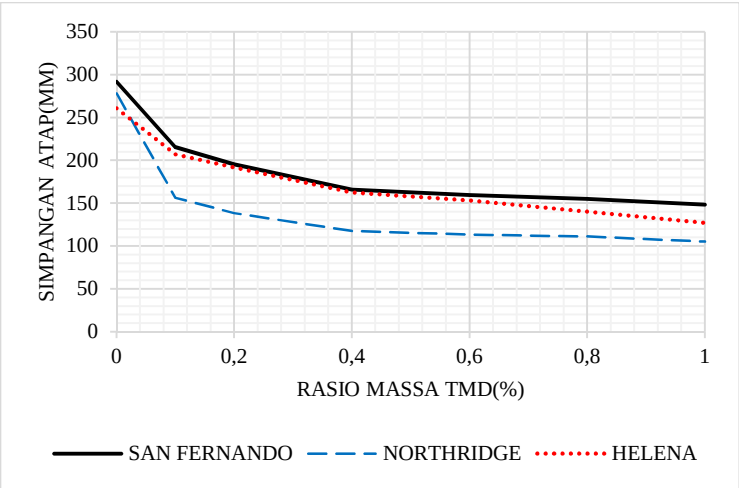
Gambar 5. 1 Simpangan atap arah X, beban gempa : Kobe, San-fernando, Northridge, Kern County, dan Helena



Gambar 5. 2 Simpangan atap arah X, beban gempa : El-Centro dan Newhall



Gambar 5. 3 Simpangan atap arah Y, beban gempa : Kobe, El-Centro, Newhall, dan Kern County



Gambar 5. 4 Simpangan atap arah Y, beban gempa : San Fernando, Northridge, dan Helana

Gambar 5.3 dan **Gambar 5.4** menunjukan grafik pengaruh penerapan TMD dalam mereduksi simpangan atap. Trend grafik penurunan simpangan tersebut berbeda-beda untuk setiap beban gempa.

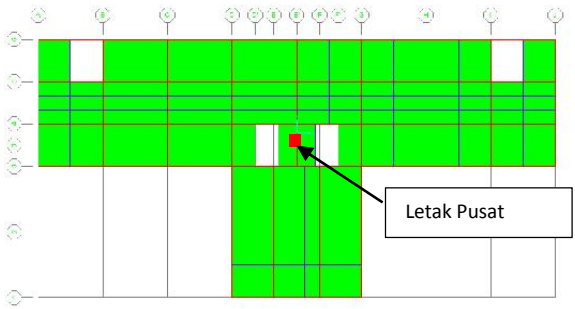
Pada sumbu X, simpangan atap akibat gempa Kobe, San-fernando, Northridge, Kern County, dan Helena (**Gambar 5.3**) cenderung mengalami penurunan seiring penambahan rasio massa TMD. Akan tetapi penurunan tersebut berhenti dan secara bertahap grafik kembali naik atau konstan. Sebagai contoh simpangan atap akibat gempa *San Fernando* grafik terus menurun sampai rasion massa mencapai 0,4%. Penambahan rasio massa menjadi lebih tinggi membuat simpangan atap kembali membesar.

Sementara simpangan akibat beban gempa lain, sebagai contoh Newhall, grafik cenderung terus menurun akibat penambahan massa TMD. Hal ini menunjukan bahwa untuk beberapa catatan gempa, menambahan massa TMD pada struktur ini tidak meningkatkan efektifitas.

5.1.2 Pengaruh Jumlah Penggunaan TMD Terhadap Kontrol Simpangan Struktur

Alternatif 1

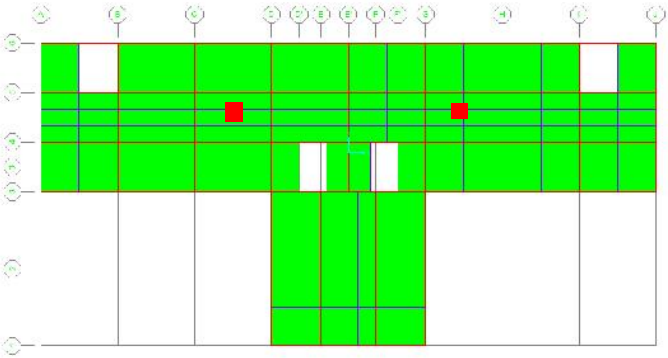
Single TMD, μ = 0,4%



Gambar 5. 5 Alternatif 1, Single TMD μ =0,4%

Alternatif 2

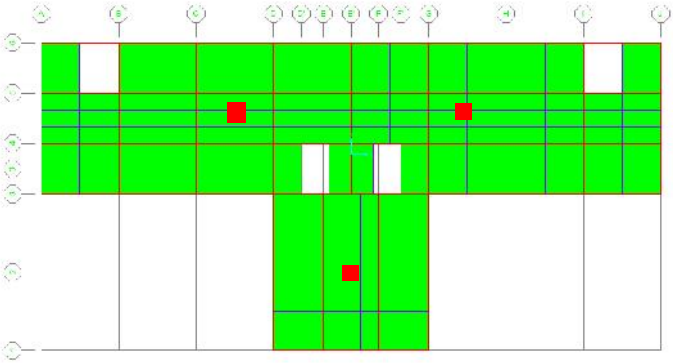
2 TMD, rasio massa 0,4% (0,4%×1/2 tiap TMD)



Gambar 5. 6 Alternatif 2, Multiple TMD μ =0,4%

Alternatif 3

3 TMD, rasio massa 0,4% (0,4%×1/3 tiap TMD)

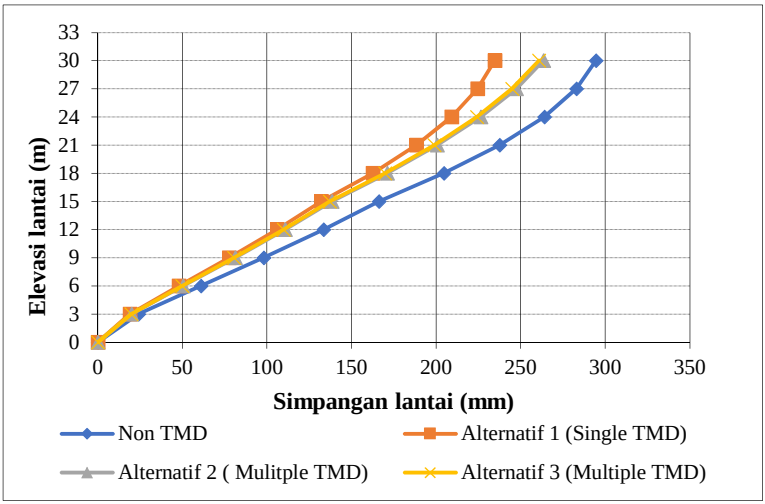


Gambar 5. 7 Alternatif 3, *Multiple* TMD μ =0,4%

Simpangan lantai arah X akibat beban gempa kobe pada 3 pemodelan di atas dibandingkan.

Tabel 5. 3 Simpangan lantai pada beberapa alternatif jumlah TMD

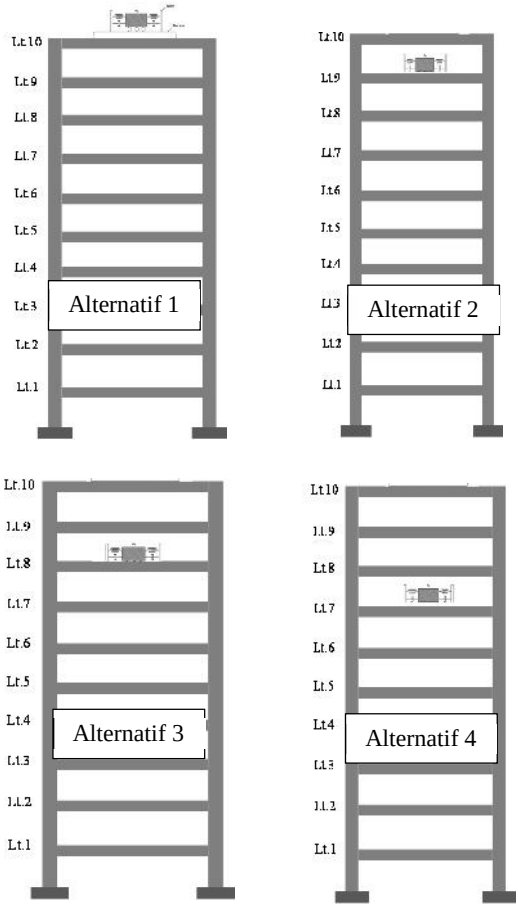
	Simpangan Lantai (mm)			
Elevasi (m)	Non TMD	Alternatif 1	Alternatif 2	Alternatif 3
3	24,1	18,9	19,9	19,7
6	60,9	48,0	50,4	49,8
9	98,0	77,6	81,3	80,5
12	133,4	105,9	110,8	109,8
15	166,1	132,1	138,3	137,1
18	204,5	162,6	171,2	169,7
21	237,5	188,4	200,6	198,8
24	263,9	209,1	226,3	224,1
27	282,9	224,4	247,4	244,9
30	294,5	234,6	263,4	260,7



Gambar 5. 8 Simpangan lantai pada beberapa alternatif jumlah TMD

Hasil analisa menunjukan bahwa penempatan satu buah TMD di pusat massa memberikan hasil reduksi simpangan paling optimal. Sementara penempatan *multiple* TMD di beberapa lokasi menunjukan penurunan kinerja.

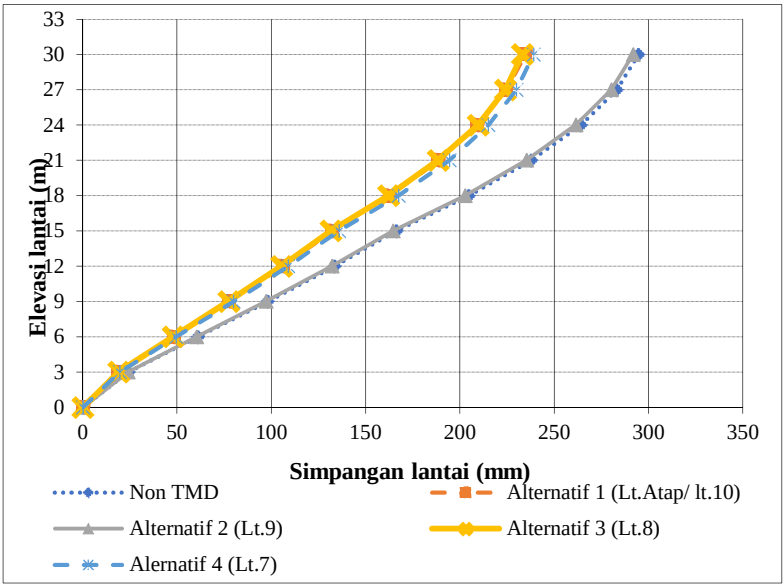
5.1.3 Pengaruh Lokasi Penempatan TMD Terhadap Kontrol Simpangan truktur



Gambar 5. 9 Alternatif penempatan TMD pada lantai berbeda

Tabel 5. 4 Simpangan lantai pada beberapa alternatif penempatan TMD

	Simpangan Lantai (mm)				
Elevasi (m)	Non TMD	Alternatif 1	Alternatif 2	Alternatif 3	Alternatif 4
3	24,1	18,9	23,9	18,9	19,6
6	60,9	48,0	60,3	47,8	49,4
9	98,0	77,6	97,1	77,3	79,8
12	133,4	105,9	132,1	105,4	108,9
15	166,1	132,1	164,5	131,4	135,7
18	204,5	162,6	202,6	162,0	167,3
21	237,5	188,4	235,2	188,2	194,3
24	263,9	209,1	261,4	209,5	214,9
27	282,9	224,4	280,2	224,0	229,7
30	294,5	234,6	291,6	233,0	238,9



Gambar 5. 10 Output simpangan pada beberapa alternative penempatan TMD

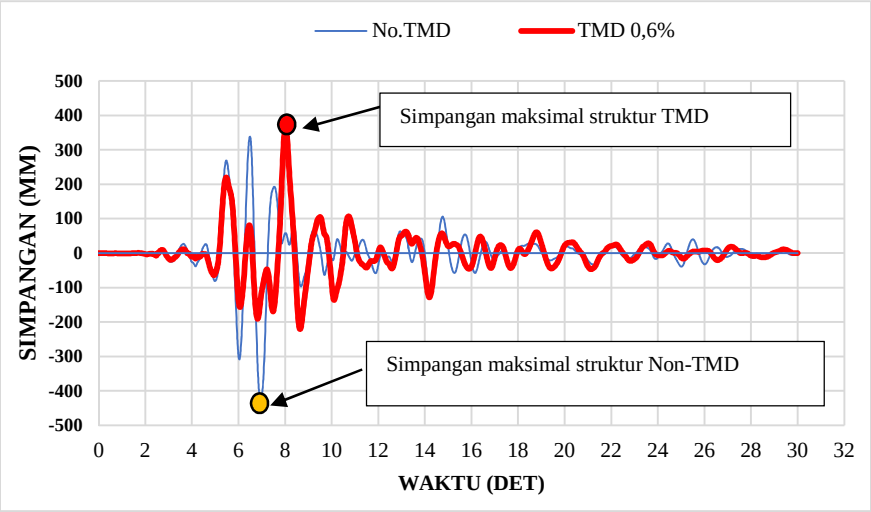
Dari Gambar 4.102 dapat diketahui bahwa lokasi penempatan TMD memberikan pengaruh pada kinerja. Penempatan pada lantai teratas memberikan kinerja yang hamper sama dengan TMD yang ditempatkan di lantai 7 dan 8.

5.2 Kinerja TMD Dalam Menahan Berbagai Beban Gempa

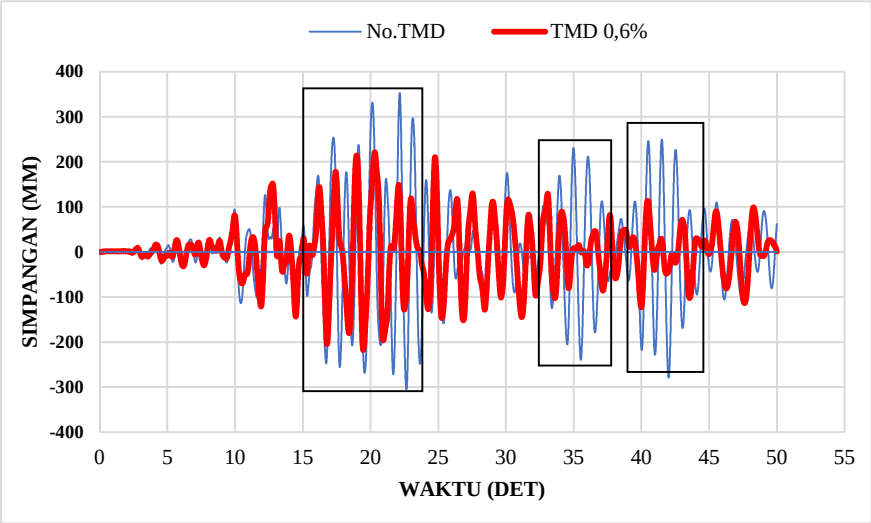
1. Kinerja TMD dalam Mereduksi Simpangan

Perbandingan simpangan atap antara struktur rangka tanpa TMD dan rangka dengan TMD akan menjadi fokus dalam pembahasan ini. Dengan mengabsorbsi energi gempa pada sturktur, struktur dengan TMD diharapkan memiliki simpangan yang lebih kecil dari struktur tanpa TMD. Untuk mengetahui seberapa efektif TMD menyerap energi gempa, berikut ini akan diberikan *output* program SAP 2000 berupa historis simpangan atap.

Kinerja TMD dalam mengurangi simpangan pada setiap perubahan waktu akibat gempa El-Centro ditunjukan pada **gambar 5.11** Pada struktur tanpa TMD terjadi simpangan atap maksimal melebihi 400 mm dan TMD mampu mereduksi simpangan tersebut hingga kurang dari 100 mm. Pada detik ke delapan stuktur dengan TMD memiliki simpangan yang maksimal hingga hampir mencapai 400 mm. Meski demikian, simpangan tersebut masil lebih kecil dari simpangan maksimal struktur tanpa TMD. Walaupun telah mampu mereduksi simpangan maksimal. Berangsur-angsur setelah detik ke delapan, simpangan atap pada struktur TMD mengalami fluktuasi dan rata-rata memiliki nilai lebih besar dari struktur TMD.



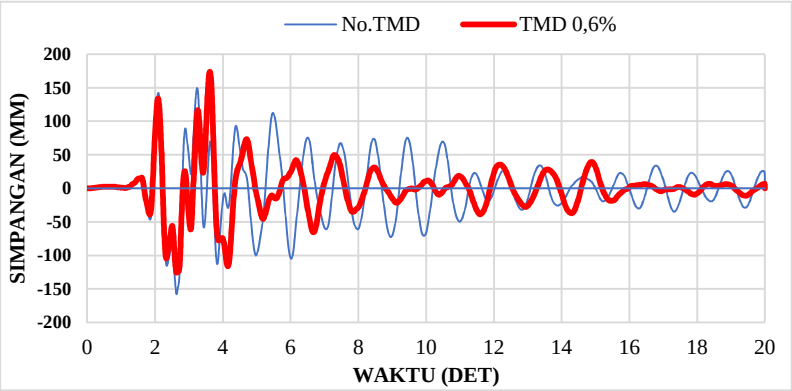
Gambar 5. 11 Historis simpangan atap akibat gempa El-Centro



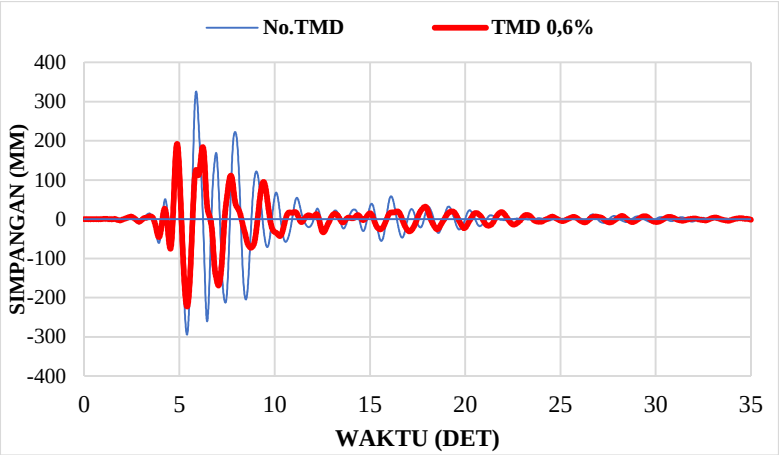
Gambar 5. 12 Historis simpangan atap akibat gempa Kern County

Berbeda dengan respon akibat gempa *Kern County* (**Gambar 5.12)** yang secara umum memiliki percepatan puncak tersebar merata di sepanjang kejadian gempa. Grafik menunjukan bahwa puncak percepatan dengan besaran yang relatif sama terjadi tiga kali pada rentang waktu yang terpisah satu sama lain. Struktur yang mengalami gerakan tanah relatif sama besar sepanjang waktu secara umum dapat dikontrol dengan baik oleh TMD.

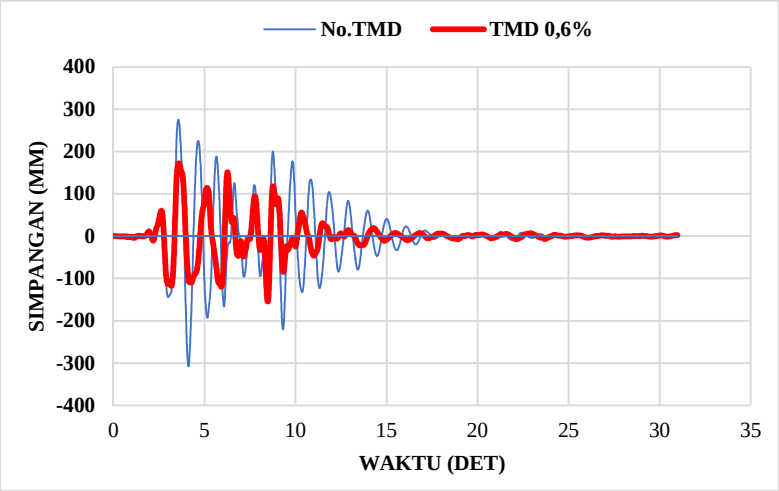
Bentuk catatan gempa lain yang perlu ditinjau direpresentasikan oleh gempa *Helena* **(Gambar 5.13)** dengan puncak percepatan terjadi di awal kejadian gempa pada sekitar detik ke dua. Perubahan percepatan yang tidak terlalu drastis terjadi bertahap hingga detik ke dua puluh. Pada bebera percepatan puncak, TMD tidak begitu siginifikan dalam mereduksi simpangan dan di beberapa bagian tampak struktur dengan TMD menghasilkan simpangan yang bahkan lebih besar. Akan tetapi, secara umum mulai detik ke lima hingga detik ke dua puluh, simpangan struktur dapat di kontrol dengan baik. Gambar 4.107 sampai 4.110 menunjukan kinerja TMD pada beberapa catatan gempa lainnya.



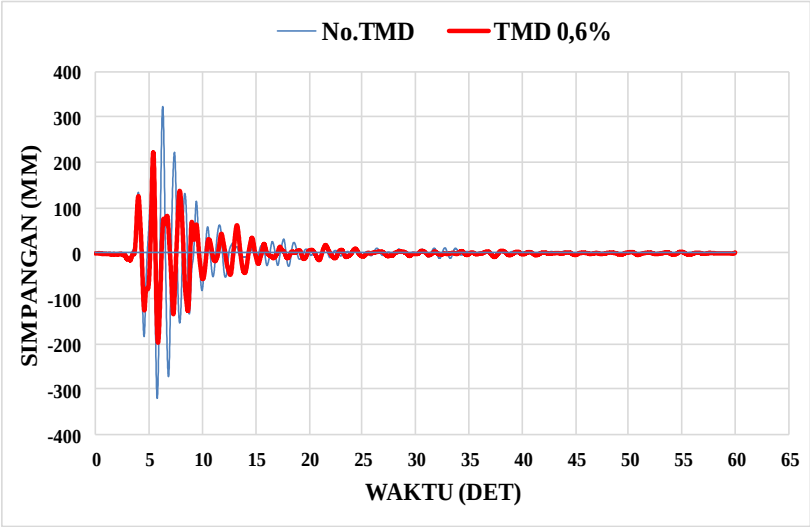
Gambar 5. 13 Historis simpangan atap akibat gempa Helena



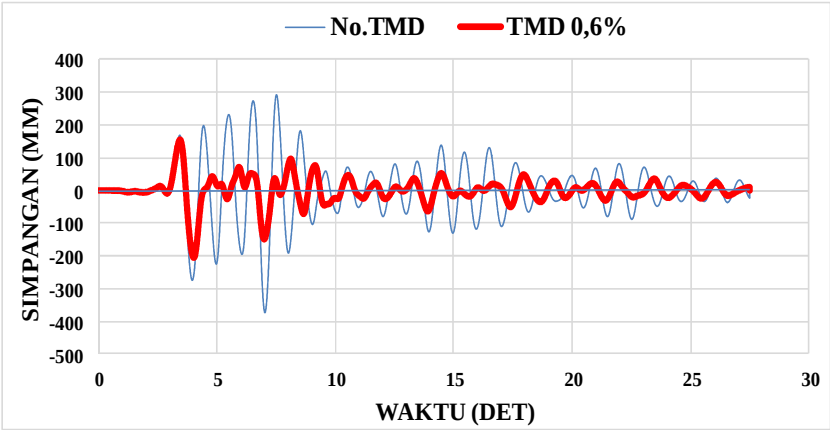
Gambar 5. 14 Historis simpangan atap akibat gempa Kobe



Gambar 5. 15 Historis simpangan atap akibat gempa San Fernando

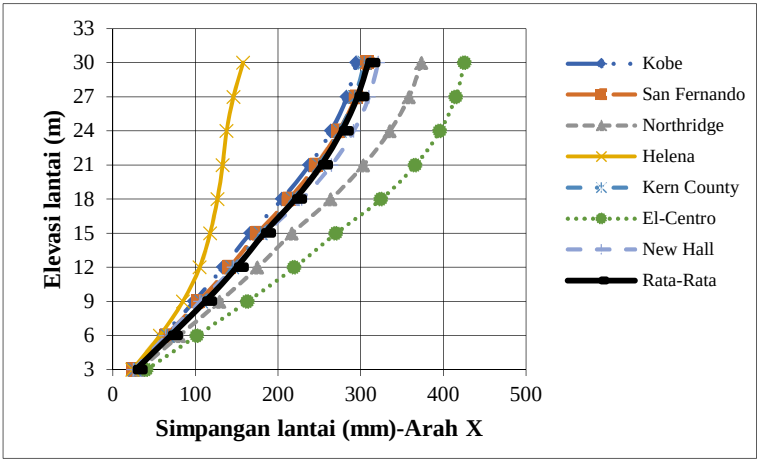


Gambar 5. 16 Historis simpangan atap akibat gempa Newhall

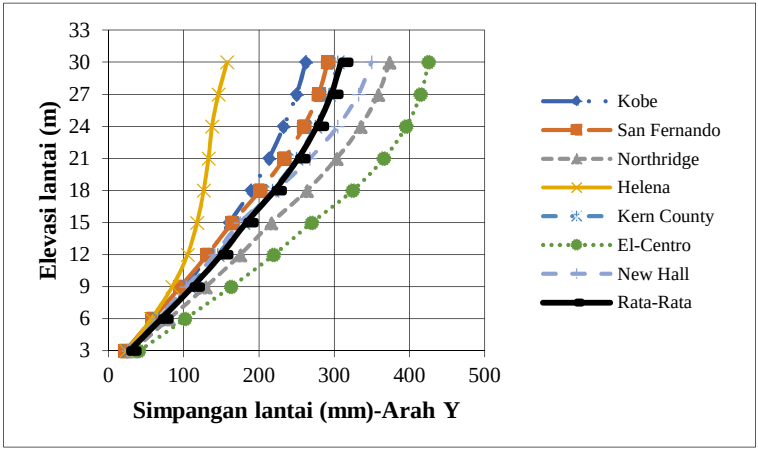


Gambar 5. 17 Historis simpangan atap akibat gempa Northridge

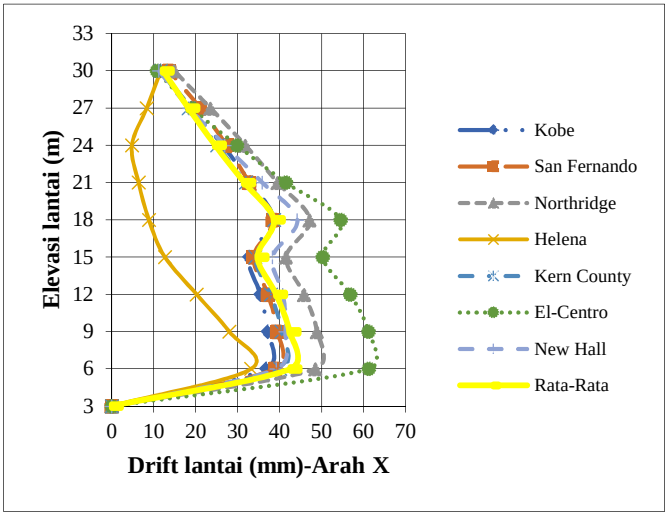
Gambar 4.111 sampai **Gambar 4.112** memberikan *output* simpangan lantai dan *drift* akibat tujuh catatan gempa pada bangunan rangka pemikul momen yang tidak dilengkapi TMD.



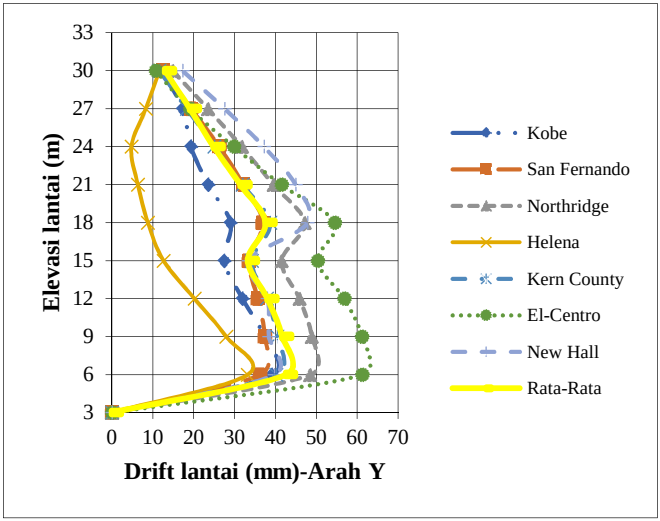
Gambar 5. 18 Simpangan lantai arah-X struktur rangka Non-TMD



Gambar 5. 19 Simpangan lantai arah-Y struktur rangka Non-TMD



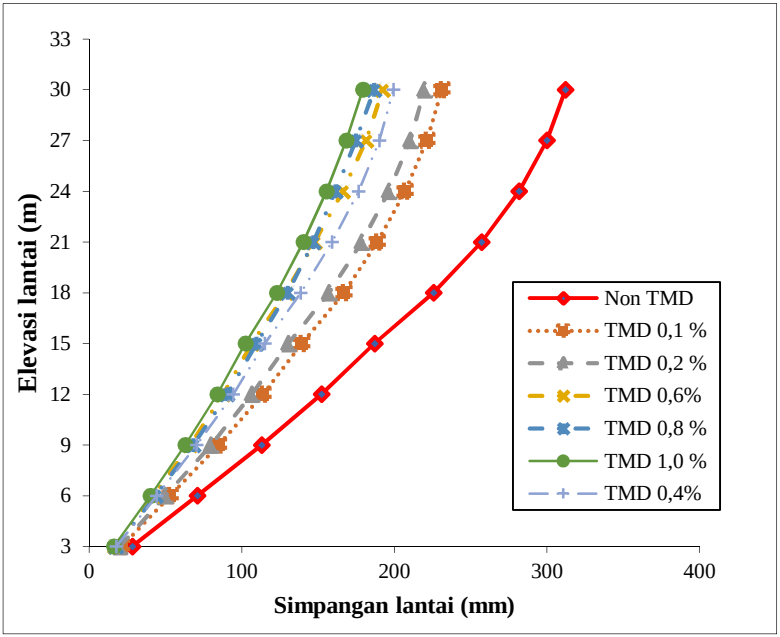
Gambar 5. 20 Drift lantai arah-X pada struktur Non-TMD



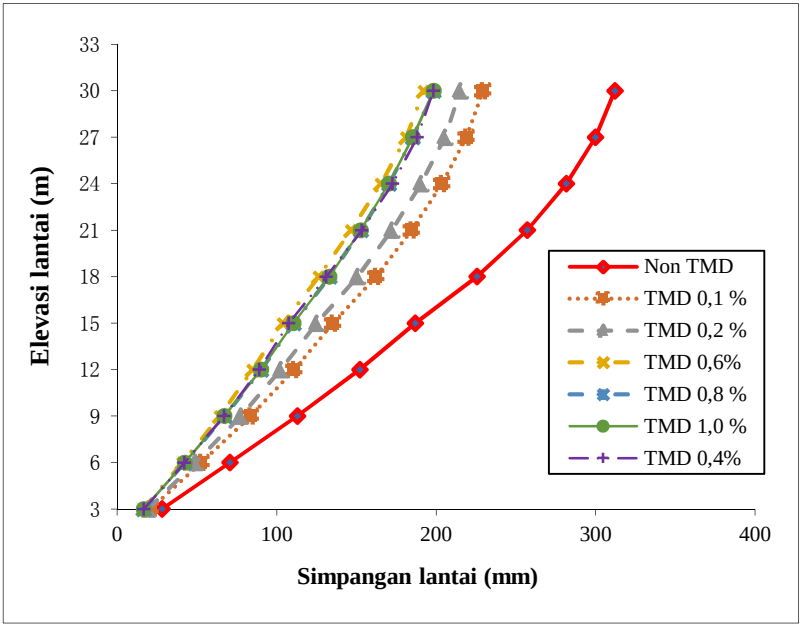
Gambar 5. 21 Drift lantai arah-Y pada struktur Non-TMD

Dengan digunakannya tujuh catatan gempa, berdasarkan peraturan **SNI 1726-2012 Pasal 11.1.4**, simpangan lantai yang diambil merupakan rata-rata akibat masing-masing gempa. Dalam studi ini digunakan 6 (enam) variabel massa *Tuned Mass Damper* yang dinotasikan sebagai persentase rasio massa terhadap massa struktur utama. 6 varibel tersebut yaitu 0,1%, 0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% dan 1,0 %. **Gambar 5.22** dan **Gambar 5.23** menunjukan kinerja TMD dalam mereduksi simpangan lantai.

Besarnya presentase reduksi simpangan lantai oleh TMD diberikan pada **Tabel 1** bab **Lampiran.**



Gambar 5. 22 Simpangan Rata-Rata Tiap Lantai Ditinjau Arah X

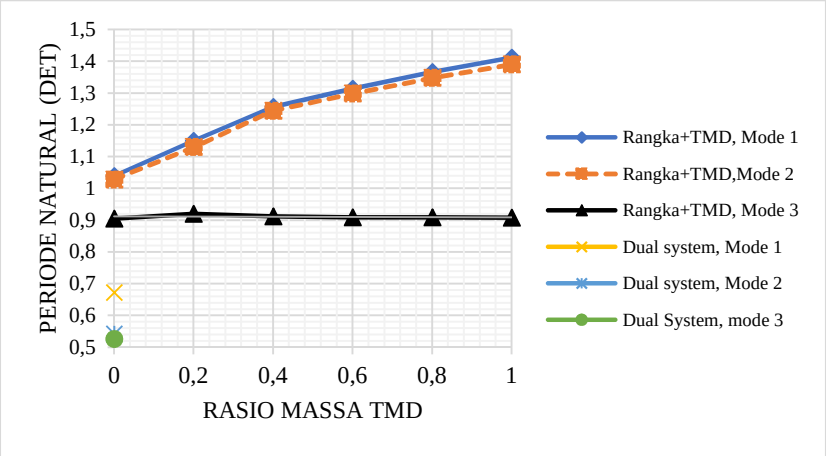


Gambar 5. 23 Simpangan Rata-Rata Tiap Lantai Ditinjau Arah

Dengan adanya tambahan TMD, dapat dilihat bahwa simpangan lantai rata-rata struktur mengalami pengurangan. Besarnya reduksi simpangan rata-rata meningkat dengan bertambahnya massa TMD. **Tabel 1** pada bab **Lampiran** secara terperinci memberikan nilaibesar simpangan beserta persentase reduksi .

2. Pengaruh TMD pada periode natural stuktur

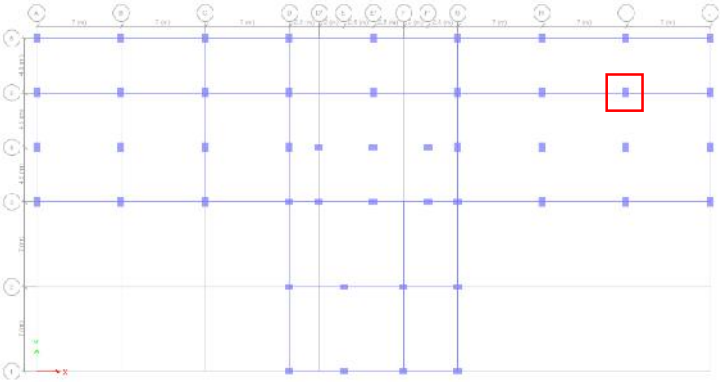
Grafik berikut ini menunjukan nilai periode struktur pada bangunan rangka+TMD dengan rasio massa antara 0,2%-1,0%. Dari grafik dapat disimpulkan bahwa dengan adanya TMD, nilai periode natural mengalami peningkatan.



Gambar 5. 24 Periode getar struktur pada gedung rangka+TMD

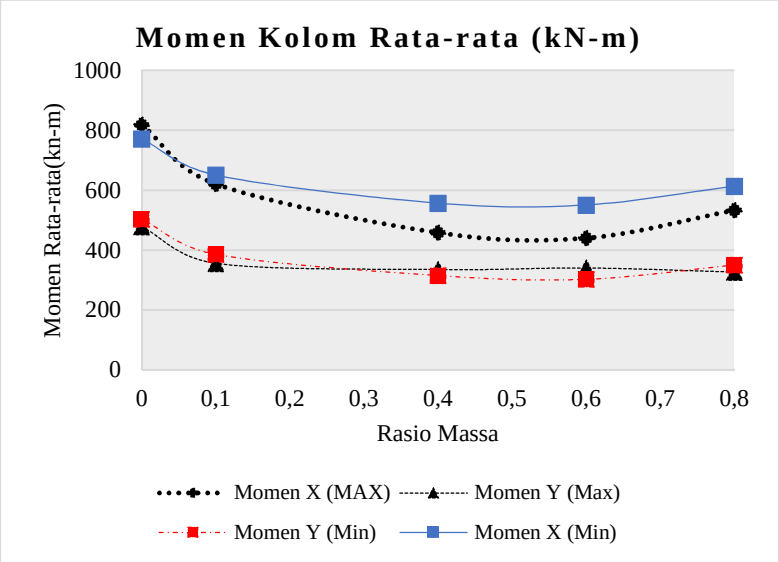
3. Pengaruh TMD pada gaya-gaya dalam yang terjadi

Berikut ini adalah beberapa grafik yang menunjukan pengaruh TMD dalam 3 rasio massa berbeda terhadap besarnya gaya dalam kolom. Nilai rasio massa yang digunakan yaitu 0,1%, 0,4%, 0,6%, dan 0,8%. **Gambar 5.25** menunjukan kolom yang ditinjau.

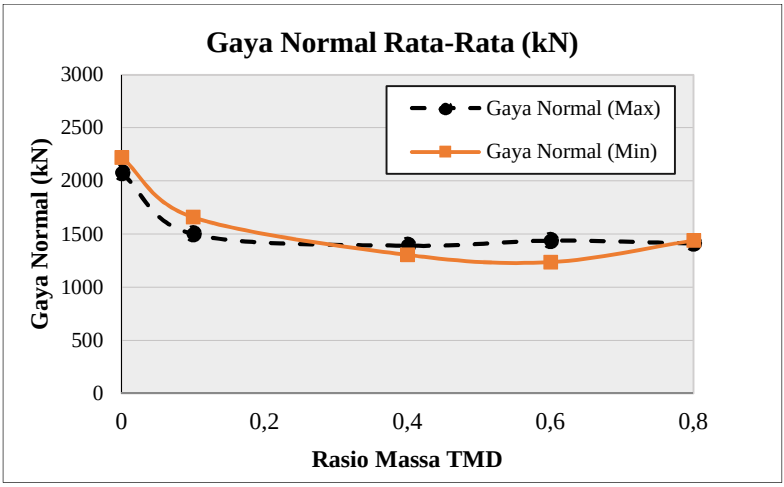


Gambar 5. 25 Balok dan kolom yang ditinjau untuk perbandingan

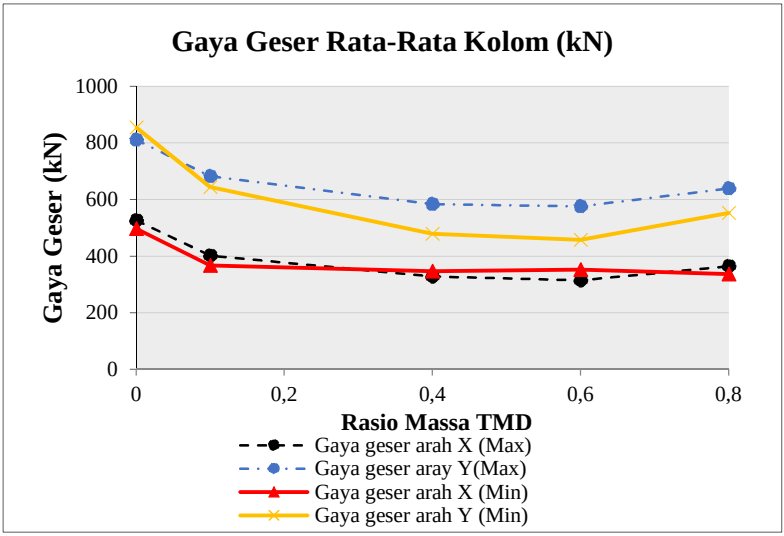
A. Pengaruh TMD pada gaya dalam kolom



Gambar 5. 26 Momen rata-rata ujung kolom yang ditinjau

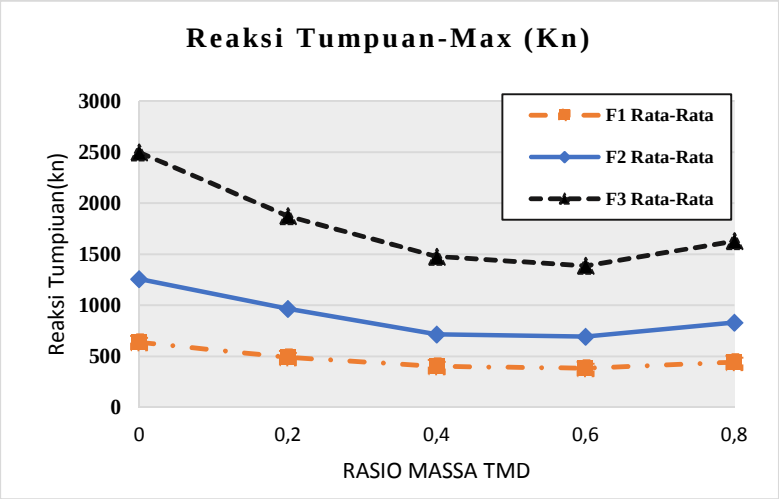


Gambar 5. 27 Gaya normal rata-rata kolom (kN)

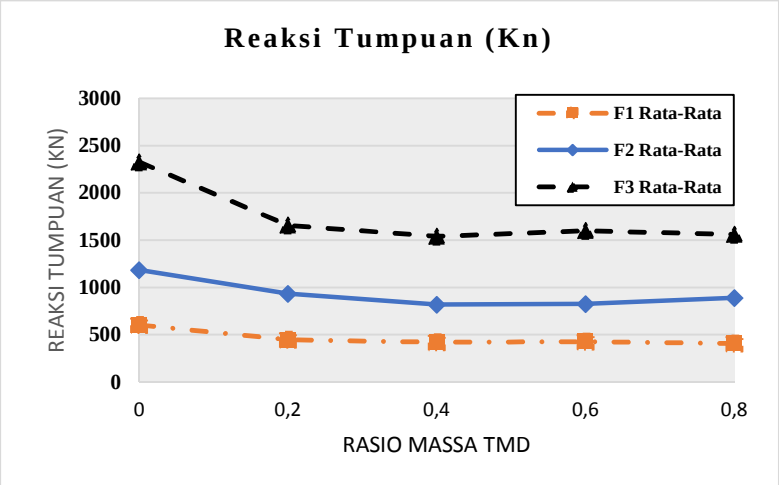


Gambar 5. 28 Gaya geser rata-rata kolom (kN)

B. Pengaruh TMD pada reaksi tumpuan



Gambar 5. 29 Reaksi tumpuan rata-rata, Max



Gambar 5. 30 Reaski tumpuan rata-rata, Min

5.3 Desain Stuktur Rangka + TMD

5.3.1 Kontrol Analisa Struktur

Berikut ini akan diberikan tabel kontrol analisa stuktur untuk gedung rangka+TMD. Dalam bagian ini hanya diberikan kesimpulan dari beberapa kontrol yang dilakukan, adapaun contoh perhitungan secara detail telah diberikan pada bagian **4.4.2.**

1. Kontrol waktu getar alami

- Periode fundamental struktur, Tc : dari program analisa struktur SAP2000, diperoleh nilai sebesar 1,313 Detik.
- Periode fundamental pendekatan,
  $Ta = 0{,}0466 \times 30^{0{,}9} = 0{,}994$ Detik
- Koefisien batas atas, Cu = 1,4
- Cek waktu getar alami :
  $Ta < Tc < Ta \times C_u$
  0,994 < **1,313** < 1,392 … Oke

2. Kontrol partisipasi massa

Tabel 5. 5 Kontrol partisipasi massa

Mode Getar	Periode (Det)	Sum UX	Sum UY
1	1,313	0,5	4,99E-10
2	1,298	0,5	0,51
3	0,909	0,51	0,51
4	0,858	0,79	0,51
5	0,850	0,79	0,79
6	0,360	0,89	0,79
7	0,350	0,89	0,89
8	0,310	0,89	0,89
9	0,211	0,89	0,91
10	0,211	0,92	0,91
11	0,183	0,92	0,93
12	0,176	0,93	0,93

3. Kontrol *drift*

Untuk bangunan rangka pemikul momen dengan kategori risiko 1, diambil *drift* ijin sebesar 0,020hs$_x$,dimana h_{sx} adalah tinggi lantai yang ditinjau yaitu sebesar 3 meter untuk semua lantai.

Dalam studi ini belum diperoleh nilai faktor pembesaran *drift* (C_d) yang pasti karena SNI 1726:2012 Tabel 9 tidak menyediakan nilai faktor tersebut untuk stuktur khusus yang dilengkapi TMD. Adapun penulis memilih nilai C_d sebesar 2 atas dasar berikut :

a. Dalam menghitung beban gempa, besar faktor modifikasi respon (R) yang diambil yakni sebesar 2. Dengan faktor sebesar itu, respon gaya gempa yang terjadi hanya direduksi setengah kali.
   Pemilihan faktor reduksi tersebut berdasar pada peraturan SNI 1726:2012 Pasal 12 berkenaan dengan struktur isolasi dasar Meskipun sistem struktur tersebut pada dasarnya berbeda dengan sistem struktur berperedam TMD. Berdasarkan pasal 12, faktor R1 harus diambil sebesar 3/8 dari nilai R sistem stuktur pada tabel 9 SNI 1726:2012. Nilai tersebut tidak boleh lebih kecil dari 1 dan lebih besar dari 2. Sehingga untuk stuktur rangka pemikul momen khusus, dimana R menurut tabel 9 = 8, diambil nilai R1 sebesar : 3/8 ×8 = 3. Nilai tersebut tidak boleh melebihi 2 sehingga yang diambil yaitu R = 2.
b. Mengacu pada peraturan di pasal yang sama, nilai C_d untuk gedung dengan sistem isolaso diambil sebesar R1. Dengan demikian, nilai C_d diambil sebesar 2.
c. Adapun referensi di luar SNI 1726:2012 yang berkenaan dengan nilai faktor reduksi (R) dan faktor pembesaran defleksi (C_d) belum penulis peroleh.

Tabel 5. 6 Kontrol drift arah X

Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Pembesaran drift, $\delta_x \times C$. (mm)	Syarat *drift* yang diijinkan 0,02 h_{sx} (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	16,76	33,52	60	Oke
2	25,05	50,09	60	Oke
3	24,20	48,40	60	Oke
4	21,55	43,09	60	Oke
5	18,88	37,77	60	Oke
6	22,32	44,63	60	Oke
7	18,81	37,62	60	Oke
8	18,35	36,69	60	Oke
9	15,31	30,62	60	Oke
10	10,90	21,80	60	Oke

Tabel 5. 7 Kontrol drift arah Y

Lantai	Drift rata-rata arah Y, δ_x (mm)	Pembesaran drift, $\delta_x \times C$. (mm)	Syarat *drift* yang diijinkan 0,01 h_{sx} (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	16,23	40,58	60	Oke
2	24,58	61,45	60	Oke
3	23,37	58,42	60	Oke
4	20,62	51,55	60	Oke
5	19,02	47,55	60	Oke
6	22,52	56,30	60	Oke
7	20,11	50,28	60	Oke
8	18,83	47,08	60	Oke
9	15,74	39,34	60	Oke
10	11,06	27,65	60	Oke

4. Kontrol Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta max < 1{,}2\delta avg$ → Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1{,}2\delta avg \leq \delta max \leq 1{,}4\delta avg$ → Ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta max > 1{,}4\delta avg$ → Ketidakberaturan Torsi 1b

Tabel perhitungan secara lengkap diberikan pada bab **Lampiran**.

5.3.2 Desain Elemen Struktur

1. Elemen Struktur Balok

A. Balok Utama, L = 7 m

Prosedur perhitungan kekuatan balok sama seperti pada bagian **4.5.1**. Berikut adalah hasil perhitungan tersebut.

Data-data penulangan balok induk :

Tinggi balok	= 600	mm
Lebar balok	= 400	mm
Mutu balok	= 30	MPa
Mutu tulangan	= 400	MPa
Diameter tulangan lentur	= D19	mm
Diameter tulangan geser	= D13	mm
Diameter tulangan torsi	= D25	mm
Selimut beton	= 40	mm

<u>Tulangan Lentur</u>

		Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan kanan
Momen Desain	+	260.635.208	102.845.131	368.488.254
	-	411.380.523	102.845.131	320.490.007
Jumlah tulangan	+	6	3	6
	-	9	3	9
Kapasitas momen nominal	+	308.864.761	159.543.530	308.864.761
	-	447.963.695	159.543.530	447.963.695

*Momen dalam N-mm

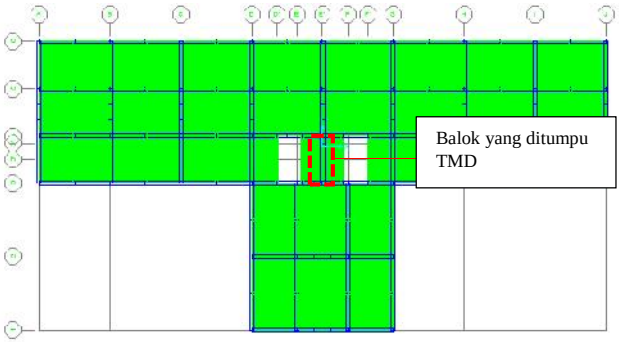
Tulangan Geser

- Daerah sendi plastis, l_o = D13-100
- Daerah luar sendi plasits = D13-200

Tulangan Longitudinal Torsi : 2D16

B. Cek kekuatan balok tempat TMD diletakan

Balok tempat diletakannya TMD perlu dicek karena didesain untuk mampu menahan beban sebesar 60 Ton. Perhitungan sama seperti pada **sub bab 4.5.1.** Adapun detailnya diberikan pada tabel di bab lampiran. Berikut adalah hasil desain balok tersebut.



Gambar 5. 31 Balok khusus yang ditumpu TMD

Data-data penulangan balok induk :

Tinggi balok	= 650	mm
Lebar balok	= 450	mm
Mutu beton	= 30	MPa
Mutu tulangan	= 400	MPa
Diameter tulangan lentur	= D22	mm
Diameter tulangan geser	= D13	mm
Diameter tulangan torsi	= D25	mm
Selimut beton	= 40	mm

Tulangan Lentur

		Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan kanan
Momen Desain	+	699.922.598	182.983.820	794.339.590
	-	731.935.280	182.983.820	771.245.677
Jumlah tulangan	+	9	4	10
	-	9	4	10
Kapasitas momen	+	779.088.620	362.594.848	857.487.000
	-	779.088.620	362.594.848	857.487.000

*Momen dalam N-mm

Tulangan Geser

- Daerah sendi plastis, l_o = D13-50
- Daerah luar sendi plasits = D13-200

2. Elemen Stuktur Kolom

Data perencanaan

- H : 700 mm
- B : 500 mm
- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (Ø) : 16 m

Hasil perencanaan

Tulangan longitudinal	20D29	
Tulangan transversal daerah sendi plastis	Arah X	Arah Y
	3D13-100	4D13-100
Tulangan transversal daerah luar sendi plastis	Arah X	Arah Y
	3D13-150	4D13-150

5.4 Perbandingan Antara Struktur *Dual System* dan Rangka+TMD

5.4.1 Kontrol Kinerja Batas Layan dan Ultimit

Dalam SNI Gempa 2002, kinerja batas layan dan batas ultimit merupakan persyaratan yang harus terpenuhi. Dua kontrol tersebut dilakukan agar *drift* lantai masih berada pada tingkatan yang membuat struktur tetap aman disamping untuk menyediakan kenyamanan penghuni. Meskipun dua kontrol tersebut telah dihilangkan dalam SNI Gempa 2012, dan sebagai gantinya drift dikontrol berdasarkan **Gambar 5, Pasal 7.9.3**, pada studi ini kinerja batas layan dan ultimit tetap dijadikan acuan perbandingan.

1. Kinerja Batas Layan

Berdasarkan SNI 1726 : 2002, Ps.8.1, untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan strutkur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat (*drift*) yang dihitung tidak boleh melampaui yang terkecil dari $\frac{0,03}{R} \times h$ atau 30 mm, dimana :

h = Tinggi lantai = 3 meter (untuk semua lantai)

R =7 (gedung *dual system*); dan R = 2 (Gedung rangka + *TMD*)

Maka,

<u>Untuk gedung *dual system*</u>

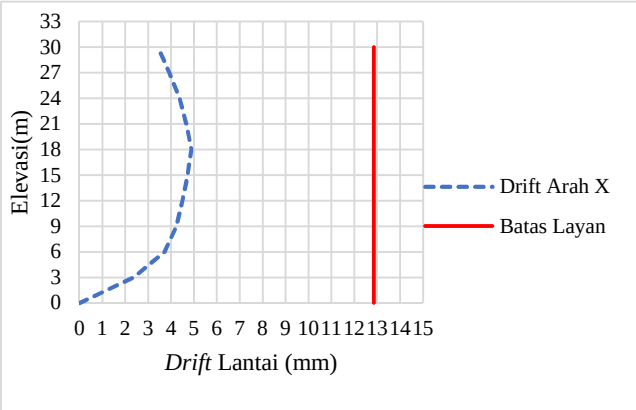
$\frac{0,03}{R} \times h = \frac{0,03}{7} \times 3000mm = 12,85mm < 30\ mm$, dengan demikian, batas layan yaitu sebesar 12,85 mm.

Tabel 2 Bab Lampiran memberikan hasil perhitungan kinerja batas layan secara terperinci. Dari analisa tersebut, diketahui

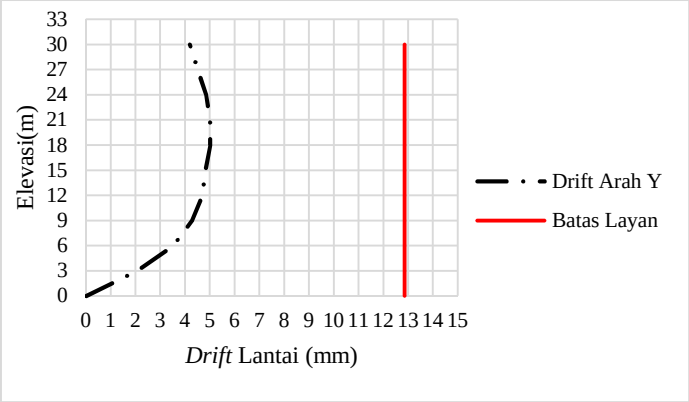
bahwa untuk setiap lantai, *drift* yang terjadi masih memenuhi persyaratan batas layan. Garis merah pada grafik berikut menunjukan nilai batas layan. Hasil perhitungan menunjukan kedua struktur masih berada pada tingkat deformasi yang memenuhi persyaratan.

Tabel 5. 8 Perhitungan kinerja batas layan stuktur dual system

Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Drift rata-rata arah Y, δ_x (mm)	Syarat *drift* batas layan (mm)	Keterangan	
				Arah X	Arah Y
0	0	0	0	Oke	Oke
1	2,36	2,07	30	Oke	Oke
2	3,71	3,52	30	Oke	Oke
3	4,23	4,28	30	Oke	Oke
4	4,49	4,69	30	Oke	Oke
5	4,72	4,82	30	Oke	Oke
6	4,89	5,02	30	Oke	Oke
7	4,66	5,00	30	Oke	Oke
8	4,37	4,85	30	Oke	Oke
9	3,92	4,51	30	Oke	Oke
10	3,44	4,19	30	Oke	Oke



Gambar 5. 32 Kinerja latas layan struktur *dual system* ditinjau arah X



Gambar 5. 33 Kinerja latas layan struktur *dual system* ditinjau arah Y

<u>Untuk gedung rangka+TMD</u>

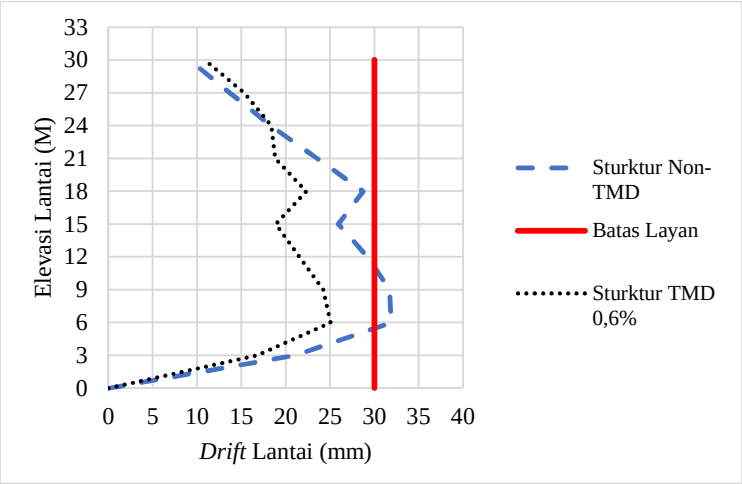
$\frac{0,03}{R} \times h = \frac{0,03}{2} \times 3000mm = 44,97mm > 30 \quad mm,$ dengan demikian, batas layan diambil sebesar 30 mm.

Tabel 5. 9 Kinerja batas layan struktur rangka tanpa TMD

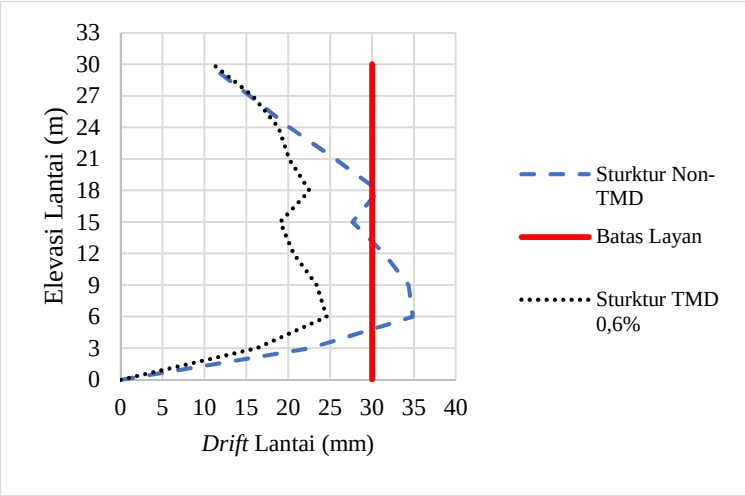
Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Drift rata-rata arah Y, δ_x (mm)	Syarat *drift* batas layan (mm)	Keterangan	
				Arah X	Arah Y
0	0	0	0	Oke	Oke
1	21,06	22,61	30	Oke	Oke
2	31,90	34,86	30	Tidak	Tidak
3	31,69	34,35	30	Tidak	Tidak
4	29,24	31,43	30	Oke	Oke
5	25,90	27,67	30	Oke	Oke
6	28,73	30,75	30	Oke	Oke
7	23,54	25,62	30	Oke	Oke
8	18,34	20,18	30	Oke	Oke
9	13,66	15,41	30	Oke	Oke
10	9,17	10,48	30	Oke	Oke

Tabel 5. 10 Kinerja batas layan struktur rangka+TMD 0,6%

Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Drift rata-rata arah Y, δ_x (mm)	Syarat *drift* batas layan (mm)	Keterangan	
				Arah X	Arah Y
0	0	0	0	Oke	Oke
1	16,76	16,23	30	Oke	Oke
2	25,05	24,58	30	Oke	Oke
3	24,20	23,37	30	Oke	Oke
4	21,55	20,62	30	Oke	Oke
5	18,88	19,02	30	Oke	Oke
6	22,32	22,52	30	Oke	Oke
7	18,81	20,11	30	Oke	Oke
8	18,35	18,83	30	Oke	Oke
9	15,31	15,74	30	Oke	Oke
10	10,90	11,06	30	Oke	Oke



Gambar 5. 34 Kinerja batas layan struktur rangka pemikul momen, ditinjau arah X



Gambar 5. 35 Kinerja batas layan gedung rangka pemikul momen + TMD ditinjau arah Y

2. Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi).

Simpangan antar lantai harus dihitung dari simpangan struktur akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan faktor pengali ¸ sebesar :

¸ = 0,7 R, untuk struktur gedung beraturan

$$_{,} = 0,7 \times \frac{R}{\text{Faktor Skala}}$$, untuk gedung tidak beraturan

Faktor skala : $0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}$,

karena telah dimasukan dalam skala geya gempa rencana, maka faktor skala tersebut tidak dimasukan lagi dalam faktor mengali. Simpangan ultimit tersebut tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi lantai. Berikut adalah hasil perhitungan kinerja batas layan dan batas ultimit.

<u>Gedung *dual system*</u>

Pembesaran deformasi yang diambil yaitu sebesar :

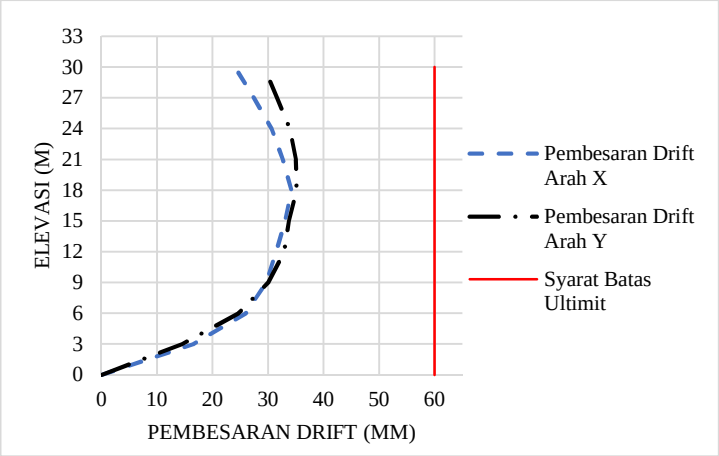
- $_{,}$ = 0,7 R = 0,7×7 = 4,9
- Syarat batas ultimit = 0,02×3000 mm = 60 mm (Untuk semua lantai)

Tabel 5. 11 Perhitungan kinerja batas ultimit gedung dual system, tinjau arah X

Lantai	*Drift* rata-rata arah X, δ_x (mm)	Pembesaran *drift* arah X, $\delta_x \times$ $_{,}$ (mm)	Syarat *drift* batas ultmit (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	2,36	16,50	60	Oke
2	3,71	25,97	60	Oke
3	4,23	29,62	60	Oke
4	4,49	31,41	60	Oke
5	4,72	33,02	60	Oke
6	4,89	34,21	60	Oke
7	4,66	32,62	60	Oke
8	4,37	30,60	60	Oke
9	3,92	27,46	60	Oke
10	3,44	24,05	60	Oke

Tabel 5. 12 Perhitungan kinerja batas ultimit gedung dual system, tinjau arah Y

Lantai	*Drift* rata-rata arah Y, δ_y (mm)	Pembesaran *drift* arah X, $\delta_y \times$, (mm)	Syarat *drift* batas ultmit (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	2,07	16,50	60	Oke
2	3,52	25,97	60	Oke
3	4,28	29,62	60	Oke
4	4,69	31,41	60	Oke
5	4,82	33,02	60	Oke
6	5,02	34,21	60	Oke
7	5,00	32,62	60	Oke
8	4,85	30,60	60	Oke
9	4,51	27,46	60	Oke
10	4,19	24,05	60	Oke



Tabel 5. 13 Kinerja batas ultimit gedung *dual system*

Gedung TMD

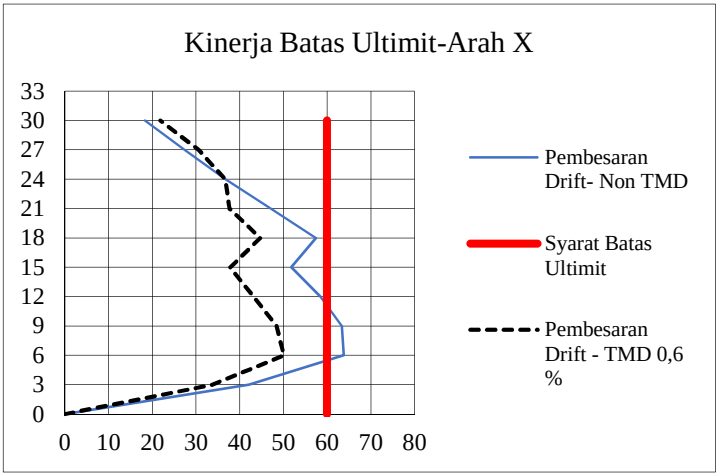
- ¸ = 0,7 R = 0,7 R = 0,7×2 = 1,4
- Syarat batas ultimit = 0,02×3000 mm = 60 mm (Untuk semua lantai)

Tabel 5. 14 Kinerja batas ultimit gedung rangka+TMD, tinjau arah X

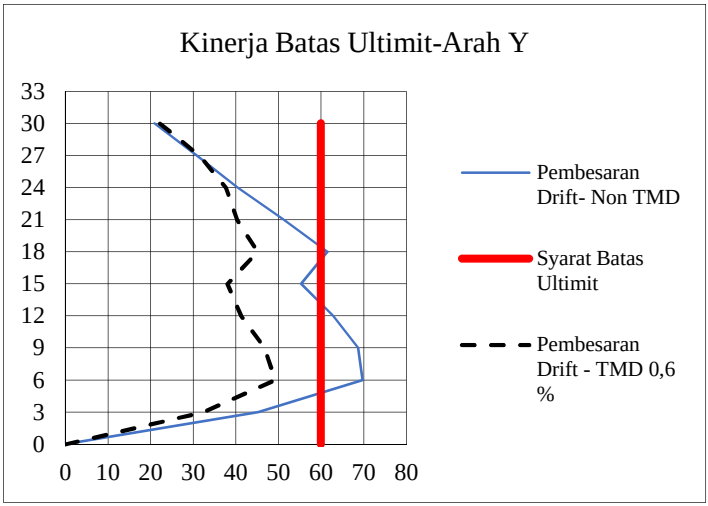
Lantai	Drift rata-rata arah X, δ_x (mm)	Pembesaran *drift* arahY, δ_x (mm)	Syarat *drift* batas layan (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	16,76	33,52	60	Oke
2	25,05	50,09	60	Oke
3	24,20	48,40	60	Oke
4	21,55	43,09	60	Oke
5	18,88	37,77	60	Oke
6	22,32	44,63	60	Oke
7	18,81	37,62	60	Oke
8	18,35	36,69	60	Oke
9	15,31	30,62	60	Oke
10	10,90	21,80	60	Oke

Tabel 5. 15 *Kinerja batas ultimit gedung rangka+TMD, tinjau arah Y*

Lantai	Drift rata-rata arah Y, δ_y (mm)	Pembesaran *drift* arahY, δ_y (mm)	Syarat *drift* batas layan (mm)	Keterangan
0	0	0	0	Oke
1	16,23	32,46	60	Oke
2	24,58	49,16	60	Oke
3	23,37	46,74	60	Oke
4	20,62	41,24	60	Oke
5	19,02	38,04	60	Oke
6	22,52	45,04	60	Oke
7	20,11	40,22	60	Oke
8	18,83	37,66	60	Oke
9	15,74	31,47	60	Oke
10	11,06	22,12	60	Oke

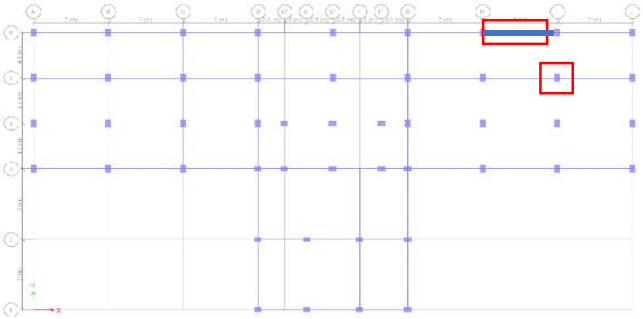


Gambar 5. 36 Kinerja batas layan gedung rangka pemikul momen + TMD, tinjau arah X



Gambar 5. 37 Kinerja batas layan gedung rangka pemikul momen + TMD, tinjau arah X

5.4.2 Perbandingan Dimensi dan Detail Komponen Struktur



Gambar 5. 38 Balok dan kolom yang dijadikan perbandingan

1. Kolom Interior Lantai 1

Tabel 5. 16 Perbandingan detailing komponen kolom

	Struktur Dual System	**Struktur Rangka + TMD**
Dimensi (mm)	700 × 500	700 × 500
Tulangan Longitudinal	20D25	20D29
Tulangan Transversal	Daerah sendi plastis : Arah x :3D13-100 Arah y :4D13-100 Luar sendi plastis : Arah x :3D13-100 Arah y :4D13-100	Daerah sendi plastis : Arah x :4D13-75 Arah y :4D13-75 Luar sendi plastis : Arah x :4D13-150 Arah y :4D13-150

2. Balok Eksterior

Tabel 5. 17 Perbandinga detail komponen balok

	Struktur Dual System	**Struktur Rangka + TMD**
Dimensi (mm)	600 × 400	600 × 400
Tulangan Lentur	Tumpuan + 5D19 - 5D19 Lapangan + 3D19 - 3D19	Tumpuan + 9D19 - 6D19 Lapangan + 3D19 - 3D19
Tulangan geser	Daerah sendi plastis D13-100 Luar sendi plastis D13-200	Daerah sendi plastis D13-50 Luar sendi plastis D13-150

Tabel 5.5 dan **Tabel 5.6** menunjukan adanya perbedaan dalam pendetailan komponen struktur *dual system* dan stuktur TMD. Dalam penulangan longitudinal dan transversal, dapat dilihat bahwa struktur TMD memerlukan jumlah yang lebih banyak**BAB**

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil dan pembahasan pada Bab 4, dapat disimpulkan beberapa hal berikut :

1. Struktur yang didesain baik menggunakan dinding geser maupun menggunakan *Tuned Mass Damper* (TMD), telah memenuhi semua kriteria desain.

2. Studi perbandingan struktur *dual system* dengan struktur TMD menunjukan bahwa kinerja antara kedua sistem tersebut dibawah pengaruh gempa besar telah mencapai efesiensi yang diharapkan.

3. Dalam semua kriteria desain, struktur *dual system* memberikan hasil yang lebih baik dari pada stuktur yang di desain dengan TMD, hal tersebut dapat penulis simpulkan sementara karena beberapa hal berikut :

a) Stuktur *dual system* didesain secara kaku dan semua dinding geser mampu memyediakan kekuaan tersebut secara maksimal.

b) Faktor modifikasi response (R) memberikan besar gaya gempa rencana untuk kedua sistem yang berbeda. Untuk struktur *dual system*, faktor R yang digunakan sebesar 7, sementara untuk struktur dengan TMD diambil sebesar 2. Dengan demikikan, struktur TMD menerima beban gempa 7/2 kali lebih besar.

c) Kinerja TMD dipengaruhi oleh banyak variabel, salah satunya massa pendulum. Kinerja TMD yang optimum, hingga batas tertentu, berbanding lurus dengan peningkatan massa. Hasil menunjukan bahwa rasio massa pada kisaran 0,4% s/d 0,6% memberikan kinerja paling optimal dalam mereduksi respon simpangan. Akan tetapi, hal tersebut

menjadi batasan karena justru gedung perlu didesain untuk mampu menampung massa besar tersebut.

4. Hasil optimasi TMD memberikan hasil seperti berikut +
   a) Rasio massa optimal berada pada rentang 0,4% sampai 0,6%. Penambahan rasio massa yang lebih besar dari itu menghasilkan kinerja TMD yang tidak lebih baik,bahkan mengalami penurunan.
   b) Lokasi optimal penempatan TMD yaitu di lantai atap pada daerah pusat massa struktur.

5. Struktur dengan TMD mampu mereduksi respon simpangan struktur dengan baik. Akan tetapi, dengan adanya massa besar dari TMD, terjadi peningkatan periode natural struktur. Disamping itu, untuk stuktur rangka+TMD, diperlukan tulangan yang lebih banyak dibandingkan dengan struktur *dual system.*

6.2 Saran

Berikut ini adalah saran yang diberikan penulis :

1. Peredam *Tuned Mass Damper* pada dasarnya merupakan perangkat yang digunakan untuk mengontrol prilaku gedung tinggi (*High rise*) dalam pengaruh beban dinamik yang besar yaitu angin dan gempa Pada tugas akhir ini, objek studi berupa gedung dengan tinggi 30 meter tidak dapat menunjukan efektifitas TMD jika diterapkan pada gedung dengan jumlah lantai yang lebih banyak.
2. Perlu adanya kajian mengenai nilai faktor modifikasi respon (R), pembesaran defleksi (C_d), dan pembesaran momen yang tepat digunakan untuk struktur yang dilengkapi TMD.

DAFTAR PUSTAKA

Annisa, Arlianis. (2017). **Penggunaan Tuned Mass Damper Pada Struktur Gedung Call Center Telkom-Kota Bandung**. Bandung : Politeknik Negeri Bandung.

Badan Standardisasi Nasional. (2012). **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung** (SNI 1726:2012). Jakarta : BSN

Badan Standardisasi Nasional. (2013). **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung** (SNI 2847:2013). Jakarta : BSN

Badan **Standardisasi Nasional. (2012). Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain** (SNI 1727:2013). Jakarta : BSN

Chopra, Anil K. (2007). **Dynamic of Stucture**. University of California at Berkeley : Pearson Education Inc.

Chey, Min Ho. (2007). **Passive And Semi-Active Tuned Mass Damper Building System**. University of Centerbury : New Zealand.

Connor, Jerome & Laflamme, Simon.(2014). **Stuctural Motion Engineering**.

Departemen Pekerjaan Umum. (1987). **Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung**. Yayasan Badan Penerbit PU : Jakarta.

Feridian, Irvan.(2016). **Desain Gedung Baja 25 Lantai Dengan Peredam Pasif Tuned Mass Damper**. Bandung : Insitut Teknologi Bandung.

Paz, Mario & Leight, William. (2003). **Sturctural Dynamic – Theory and Computation Fifth Edition**. London : Kluwer Academic Publisher.

Purnama, R Firman., dan Regina Ria Karolina. (2015). **Pengaruh Pendulum Tuned Mass Damper Terhadap Kebutuhan Tulangan Kolom Gedung Tiga Lantai**. Bandung : Politeknik Negeri Bandung.

Sitanggang, Erikson. (2007). **Sistem Peredam Pasif dengan Menggunakan Bandul Sederhana pada Struktur Bangunan yang Dikenakan Beban Gempa**. Bandung : Institut Teknologi Bandung.

Sikumbang, Agus. **Analisa Efektifitas Penempatan Tuned Mass Damper Pada Stuktur Gedung Dalam Mereduksi Respon Dinamik Akibat Beban Seismik**. (2003). Surabaya : Universitas Kristen Petra.

Tuan, Alex Y. (2014) **Vibration In A 101-Storey Building Using A Tuned Mass Damper**. DOI: 10.6180/jase.2014.17.2.05

LAMPIRAN

Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur Non TMD (mm)

Lantai	Elevasi	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Rata-rata
1	3	24,1	25,4	31,7	23,8	26,3	40,3	25,0	28,1
2	6	60,9	64,4	80,2	57,0	66,4	101,5	64,2	70,7
3	9	98,0	103,8	129,1	85,0	106,9	162,7	105,5	113,0
4	12	133,4	141,0	175,0	105,2	144,7	219,5	146,3	152,2
5	15	166,1	174,8	216,5	117,8	178,9	269,8	184,5	186,9
6	18	204,5	213,2	263,6	126,6	217,6	324,3	228,7	225,5
7	21	237,5	245,9	303,2	133,0	249,5	365,8	264,5	257,1
8	24	263,9	273,3	335,0	137,8	274,6	395,7	291,5	281,7
9	27	282,9	294,3	358,4	146,1	292,9	414,7	309,9	299,9
10	30	294,5	307,9	373,3	157,7	304,5	425,5	321,1	312,1

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur Non TMD

Lantai	Elevasi	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Rata-rata
1	3	24,8	22,0	31,7	23,8	26,3	40,3	25,2	27,7
2	6	64,0	58,2	80,2	57,0	66,4	101,5	64,9	70,3
3	9	101,3	95,5	129,1	85,0	106,9	162,7	103,3	112,0
4	12	133,3	131,1	175,0	105,2	144,7	219,5	141,3	150,0
5	15	160,7	164,5	216,5	117,8	178,9	269,8	174,6	183,3
6	18	189,7	201,4	263,6	126,6	217,6	324,3	222,4	220,8
7	21	213,3	233,5	303,2	133,0	249,5	365,8	267,4	252,2
8	24	232,6	259,7	335,0	137,8	274,6	395,7	304,5	277,1
9	27	249,9	279,1	358,4	146,1	292,9	414,7	332,1	296,2
10	30	262,2	291,6	373,3	157,7	304,5	425,5	349,4	309,2

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,1 % (mm)

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata Tanpa TMD	Persentase Reduksi Simpangan
1	21,0	18,5	21,1	20,5	18,3	28,1	20,1	21,1	28,1	25%
2	53,1	46,7	53,1	50,2	45,9	70,6	51,3	53,0	70,7	25%
3	85,7	75,0	84,9	76,7	73,5	112,8	84,1	84,7	113,0	25%
4	116,8	101,5	114,2	96,6	99,2	151,4	116,3	113,7	152,2	25%
5	145,7	125,2	140,2	108,6	122,6	184,7	146,8	139,1	186,9	26%
6	179,5	152,1	169,3	114,9	149,5	219,5	182,5	166,7	225,5	26%
7	208,2	174,7	193,0	115,8	172,5	244,9	211,7	188,7	257,1	27%
8	231,1	193,5	211,5	120,6	194,1	263,8	233,8	206,9	281,7	27%
9	247,8	208,3	224,6	129,4	210,0	279,3	249,4	221,2	299,9	26%
10	258,4	217,9	232,9	136,5	221,2	291,0	258,7	230,9	312,1	26%

Parameter TMD

Massa = 10 Ton
Kekauan = 3565 kN/m
Redaman = 96,12 kN-Det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,1 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata Tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	20,2	15,8	21,1	20,5	18,3	28,1	21,1	20,7	27,7	25%
2	52,1	41,6	53,1	50,2	45,9	70,6	54,2	52,5	70,3	25%
3	82,4	68,5	84,9	76,7	73,5	112,8	85,3	83,4	112,0	25%
4	107,8	94,3	114,2	96,6	99,2	151,4	111,6	110,7	150,0	26%
5	128,6	118,7	140,2	108,6	122,6	184,7	142,3	135,1	183,3	26%
6	149,3	146,0	169,3	114,9	149,5	219,5	186,7	162,2	220,8	27%
7	166,7	170,3	193,0	115,8	172,5	244,9	228,1	184,5	252,2	27%
8	182,6	190,3	211,5	120,6	194,1	263,8	261,5	203,5	277,1	27%
9	196,9	205,5	224,6	129,4	210,0	279,3	285,7	218,8	296,2	26%
10	206,7	215,6	232,9	136,5	221,2	291,0	300,2	229,2	309,2	26%

Parameter TMD

Massa = 10 Ton
Kekauan = 3565 kN/m
Redaman = 96,12 kN-Det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,2 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	20,5	16,3	20,3	20,0	18,2	24,5	19,1	19,8	28,1	29%
2	51,8	41,1	50,9	48,9	45,8	61,5	48,7	49,8	70,7	29%
3	83,7	66,0	81,4	74,7	73,0	97,8	79,7	79,5	113,0	30%
4	114,2	89,1	109,4	94,0	98,2	130,4	110,2	106,5	152,2	30%
5	142,4	109,8	134,4	105,7	123,2	158,1	139,0	130,4	186,9	30%
6	175,4	133,2	162,3	111,7	156,3	187,2	173,0	157,0	225,5	30%
7	203,3	152,4	185,3	112,6	185,4	208,9	201,3	178,4	257,1	31%
8	225,7	168,3	203,3	117,5	208,6	226,7	222,9	196,1	281,7	30%
9	242,0	180,8	216,3	126,5	224,8	243,8	237,8	210,3	299,9	30%
10	252,5	189,2	224,9	133,9	234,1	254,7	247,6	219,6	312,1	30%

Parameter TMD

Massa = 20 Ton
Kekauan = 7116 kN/m
Redaman = 220 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,2 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	18,8	13,7	20,3	20,0	18,2	24,5	19,6	19,3	27,7	30%
2	48,4	36,2	50,9	48,9	45,8	61,5	50,1	48,8	70,3	31%
3	76,3	59,8	81,4	74,7	73,0	97,8	78,5	77,4	112,0	31%
4	99,2	82,7	109,4	94,0	98,2	130,4	102,1	102,3	150,0	32%
5	117,5	104,8	134,4	105,7	123,2	158,1	129,9	124,8	183,3	32%
6	135,3	129,9	162,3	111,7	156,3	187,2	171,5	150,6	220,8	32%
7	150,3	152,4	185,3	112,6	185,4	208,9	210,0	172,1	252,2	32%
8	164,3	171,1	203,3	117,5	208,6	226,7	241,3	190,4	277,1	31%
9	177,0	185,6	216,3	126,5	224,8	243,8	263,4	205,4	296,2	31%
10	185,8	195,4	224,9	133,9	234,1	254,7	276,7	215,1	309,2	30%

Parameter TMD

Massa = 20 Ton
Kekauan = 7116 kN/m
Redaman = 220 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,4 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simapngan Rata-rata Tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	18,9	13,8	18,4	19,0	16,7	20,1	16,3	17,6	28,1	37%
2	48,0	34,3	46,3	46,0	42,2	50,2	41,6	44,1	70,7	38%
3	77,6	53,5	73,9	70,0	69,4	79,2	68,2	70,3	113,0	38%
4	105,9	69,7	99,3	88,1	96,9	104,9	94,5	94,2	152,2	38%
5	132,1	82,2	122,0	98,9	123,9	126,5	119,4	115,0	186,9	38%
6	162,6	99,2	147,4	104,4	157,1	149,6	148,8	138,4	225,5	39%
7	188,4	113,1	168,7	105,2	186,3	178,3	173,1	159,0	257,1	38%
8	209,1	124,1	185,7	110,3	209,8	203,7	191,5	176,3	281,7	37%
9	224,4	132,9	198,6	119,5	226,4	222,8	205,8	190,0	299,9	37%
10	234,6	139,0	207,6	127,1	236,4	235,3	215,0	199,3	312,1	36%

Parameter TMD

Massa = 40 Ton
Kekauan = 14.176 kN/m
Redaman = 529 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,4 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simpangan Rata-rata Tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	14,7	10,8	18,4	19,0	16,7	20,1	16,9	16,7	27,7	40%
2	37,6	28,8	46,3	46,0	42,2	50,2	43,8	42,1	70,3	40%
3	58,4	47,9	73,9	70,0	69,4	79,2	69,9	67,0	112,0	40%
4	74,4	67,1	99,3	88,1	96,9	104,9	92,2	89,0	150,0	41%
5	85,5	85,7	122,0	98,9	123,9	126,5	110,3	107,6	183,3	41%
6	109,1	107,2	147,4	104,4	157,1	149,6	142,1	131,0	220,8	41%
7	132,6	126,7	168,7	105,2	186,3	178,3	174,9	153,2	252,2	39%
8	153,9	143,4	185,7	110,3	209,8	203,7	201,5	172,6	277,1	38%
9	171,4	156,7	198,6	119,5	226,4	222,8	219,9	187,9	296,2	37%
10	183,8	165,9	207,6	127,1	236,4	235,3	230,8	198,1	309,2	36%

Parameter TMD

Massa = 40 Ton
Kekauan = 14.176 kN/m
Redaman = 529 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,6 %

lt	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata Tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	17,8	14,0	17,4	18,4	18,5	16,7	14,6	16,8	28,1	40%
2	45,0	34,9	43,7	44,4	45,9	41,4	37,3	41,8	70,7	41%
3	72,7	54,5	69,9	66,8	72,0	64,9	61,1	66,0	113,0	42%
4	99,3	71,2	94,1	84,0	94,3	85,2	84,7	87,6	152,2	42%
5	123,9	84,3	115,9	94,2	112,8	106,9	107,1	106,4	186,9	43%
6	152,6	96,8	140,8	99,4	142,5	135,9	133,4	128,8	225,5	43%
7	176,9	105,6	162,1	100,6	169,5	163,0	155,2	147,6	257,1	43%
8	196,7	125,7	179,9	107,0	191,5	187,5	173,1	165,9	281,7	41%
9	212,0	143,1	194,3	117,4	207,5	206,8	187,3	181,2	299,9	40%
10	222,8	154,6	205,4	125,7	217,9	220,6	197,9	192,1	312,1	38%

Parameter TMD

Massa = 60 Ton
Kekauan = 21.179 kN/m
Redaman = 891 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,6 %

lt	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	13,6	10,5	17,4	18,4	18,5	16,7	18,6	16,2	27,7	42%
2	34,7	27,2	43,7	44,4	45,9	41,4	48,3	40,8	70,3	42%
3	53,9	44,5	69,9	66,8	72,0	64,9	77,3	64,2	112,0	43%
4	71,0	62,3	94,1	84,0	94,3	85,2	102,7	84,8	150,0	43%
5	93,1	79,8	115,9	94,2	112,8	106,9	124,1	103,8	183,3	43%
6	120,7	100,1	140,8	99,4	142,5	135,9	145,1	126,3	220,8	43%
7	147,2	118,8	162,1	100,6	169,5	163,0	163,9	146,5	252,2	42%
8	171,0	135,3	179,9	107,0	191,5	187,5	184,7	165,3	277,1	40%
9	190,9	149,1	194,3	117,4	207,5	206,8	200,9	181,0	296,2	39%
10	205,5	159,5	205,4	125,7	217,9	220,6	210,1	192,1	309,2	38%

Parameter TMD

Massa = 60 Ton
Kekauan = 21.179 kN/m

Redaman = 891 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,8 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	20,4	15,9	16,6	18,1	21,2	16,6	12,7	17,4	28,1	38%
2	50,8	39,5	41,6	43,7	52,8	41,3	32,6	43,2	70,7	39%
3	80,0	62,1	66,6	65,3	83,1	65,6	53,6	68,0	113,0	40%
4	105,5	81,8	89,8	81,2	109,8	89,0	74,2	90,2	152,2	41%
5	127,2	98,0	110,7	91,1	132,3	112,5	93,6	109,3	186,9	42%
6	150,7	114,4	135,1	96,1	156,3	140,9	116,2	130,0	225,5	42%
7	170,5	127,2	156,5	97,5	176,4	162,8	135,6	146,7	257,1	43%
8	187,8	137,5	175,2	104,8	194,8	177,4	151,5	161,3	281,7	43%
9	202,4	152,3	191,2	116,1	209,8	185,0	165,3	174,6	299,9	42%
10	213,4	165,3	204,3	126,9	223,6	195,9	176,4	186,5	312,1	40%

Parameter TMD

Massa = 80 Ton

Kekauan = 28.127 kN/m
Redaman = 1294 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 0,8 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	13,2	11,2	16,6	18,1	21,2	16,6	19,5	16,6	27,7	40%
2	35,1	29,4	41,6	43,7	52,8	41,3	51,5	42,2	70,3	40%
3	58,3	47,5	66,6	65,3	83,1	65,6	84,5	67,3	112,0	40%
4	81,4	64,1	89,8	81,2	109,8	89,0	115,9	90,2	150,0	40%
5	104,3	78,7	110,7	91,1	132,3	112,5	144,7	110,6	183,3	40%
6	132,6	94,1	135,1	96,1	156,3	140,9	176,0	133,0	220,8	40%
7	160,7	111,8	156,5	97,5	176,4	162,8	203,1	152,7	252,2	39%
8	186,1	128,3	175,2	104,8	194,8	177,4	226,0	170,4	277,1	39%
9	207,7	143,0	191,2	116,1	209,8	185,0	244,7	185,3	296,2	37%
10	223,9	155,0	204,3	126,9	223,6	195,9	258,6	198,3	309,2	36%

Parameter TMD

Massa = 80 Ton
Kekauan = 28.127 kN/m
Redaman = 1294 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah X Struktur TMD dengan Rasio Massa 1,0 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	19,6	15,5	15,2	16,7	18,1	17,4	10,2	16,1	28,1	43%
2	48,8	38,8	38,2	40,2	45,2	43,1	25,6	40,0	70,7	43%
3	76,9	61,1	61,1	59,8	71,7	68,1	42,2	63,0	113,0	44%
4	101,7	80,5	82,6	74,6	97,7	91,4	58,7	83,9	152,2	45%
5	123,1	96,8	102,4	83,5	122,0	113,9	74,3	102,3	186,9	45%
6	147,3	114,3	126,0	88,1	150,7	140,9	92,4	122,8	225,5	46%
7	169,3	129,0	147,4	90,2	175,4	163,1	107,0	140,2	257,1	45%
8	188,9	141,5	166,9	98,7	195,7	177,2	119,1	155,4	281,7	45%
9	205,2	151,6	184,3	110,2	213,5	184,3	130,2	168,5	299,9	44%
10	217,7	159,4	198,9	121,4	232,5	186,0	139,9	179,4	312,1	43%

Parameter TMD

Massa = 100 Ton
Kekauan = 35.021 kN/m
Redaman = 1734 kN-det/m

Tabel Simpangan Rata-Rata Arah Y Struktur TMD dengan Rasio Massa 1,0 %

Lt.	Kobe	San Fernando	Northridge	Helena	Kern	El-Centro	Newhall	Simpangan Rata-Rata	Simpangan Rata-rata tanpa TMD	Persentase Reduksi
1	13,2	11,2	16,6	18,1	21,2	16,6	19,5	16,6	27,7	40%
2	35,1	29,4	41,6	43,7	52,8	41,3	51,5	42,2	70,3	40%
3	58,3	47,5	66,6	65,3	83,1	65,6	84,5	67,3	112,0	40%
4	81,4	64,1	89,8	81,2	109,8	89,0	115,9	90,2	150,0	40%
5	104,3	78,7	110,7	91,1	132,3	112,5	144,7	110,6	183,3	40%
6	132,6	94,1	135,1	96,1	156,3	140,9	176,0	133,0	220,8	40%
7	160,7	111,8	156,5	97,5	176,4	162,8	203,1	152,7	252,2	39%
8	186,1	128,3	175,2	104,8	194,8	177,4	226,0	170,4	277,1	39%
9	207,7	143,0	191,2	116,1	209,8	185,0	244,7	185,3	296,2	37%
10	223,9	155,0	204,3	126,9	223,6	195,9	258,6	198,3	309,2	36%

Parameter TMD

Massa = 100 Ton
Kekauan = 35.021 kN/m
Redaman = 1734 kN-det/m

Elevasi	Simpangan Rata-Rata Arah X									
	Simpangan Total	Simpangan Lantai (Δs)	Batas Layan	ket	Batas Ultimit (Δm)	Syarat	Ket	Pembesaran Simpangan	Simpangan Ijin	Ket
3	2,4	2,36	12,86	Oke	16,50	60,00	Oke	12,96	60,00	oke
6	6,1	3,71	12,86	Oke	25,97	60,00	Oke	20,40	60,00	oke
9	10,3	4,23	12,86	Oke	29,62	60,00	Oke	23,28	60,00	oke
12	14,8	4,49	12,86	Oke	31,41	60,00	Oke	24,68	60,00	oke
15	19,5	4,72	12,86	Oke	33,02	60,00	Oke	25,94	60,00	oke
18	24,4	4,89	12,86	Oke	34,21	60,00	Oke	26,88	60,00	oke
21	29,0	4,66	12,86	Oke	32,62	60,00	Oke	25,63	60,00	oke
24	33,4	4,37	12,86	Oke	30,60	60,00	Oke	24,05	60,00	oke
27	37,3	3,92	12,86	Oke	27,46	60,00	Oke	21,57	60,00	oke
30	40,8	3,44	12,86	Oke	24,05	60,00	Oke	18,89	60,00	oke

Elevasi	Simpangan Rata-Rata Arah Y									
	Simpangan Total	Simpangan Lantai (Δs)	Batas Layan	ket	Batas Ultimit (Δm)	Syarat	Ket	Pembesaran Simpangan	Simpangan Ijin	Ket
3	2,1	2,07	12,86	Oke	14,49	60,00	Oke	11,39	60,00	oke
6	5,6	3,52	12,86	Oke	24,65	60,00	Oke	19,36	60,00	oke
9	9,9	4,28	12,86	Oke	29,97	60,00	Oke	23,55	60,00	oke
12	14,6	4,69	12,86	Oke	32,85	60,00	Oke	25,81	60,00	oke
15	19,4	4,82	12,86	Oke	33,75	60,00	Oke	26,52	60,00	oke
18	24,4	5,02	12,86	Oke	35,13	60,00	Oke	27,60	60,00	oke
21	29,4	5,00	12,86	Oke	35,02	60,00	Oke	27,52	60,00	oke
24	34,3	4,85	12,86	Oke	33,92	60,00	Oke	26,65	60,00	oke
27	38,8	4,51	12,86	Oke	31,59	60,00	Oke	24,82	60,00	oke
30	43,0	4,19	12,86	Oke	29,30	60,00	Oke	23,02	60,00	oke

KONTROL PEMBESARAN TORSI – STRUKTUR RANGKA +TMD

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		365,84	102,48		173,72	65,44		220,89	53,96		192,25	67,62
2043		360,52	102,47		171,92	65,43		221,58	53,95		191,00	67,61
2044		355,16	102,46		170,40	65,43		222,30	53,95		189,73	67,61
2046		350,25	102,47		168,86	65,43		223,04	53,96		188,46	67,61
2047		365,88	98,89		173,75	62,89		220,95	45,75		192,26	62,82
2050		350,26	98,89		168,87	62,89		223,07	45,75		188,46	62,82
2051		365,81	95,25		173,72	61,15		220,81	37,50		192,25	58,36
2054		350,22	95,25		168,86	61,15		223,00	37,50		188,45	58,37
2055		365,80	91,77		173,74	60,08		220,78	35,00		192,25	54,43
2058		350,24	91,92		168,85	60,11		223,00	35,02		188,46	54,42
2059		365,82	88,31		173,75	59,33		220,78	35,45		192,26	57,76
2063		365,84	84,80		173,74	58,61		220,79	36,08		192,26	61,47
2066		350,23	84,66		168,85	58,60		223,00	36,05		188,45	61,36
2067	El-Centro X	365,82	81,35	Helena X	173,72	58,02	Kern X	220,81	39,42	Kobe X	192,25	65,22
2070		350,23	81,34		168,86	58,02		223,00	39,42		188,45	65,22
2071		365,88	77,93		173,75	57,46		220,95	46,97		192,26	69,04
2074		350,26	77,93		168,87	57,46		223,07	46,97		188,46	69,04
2075		365,85	74,43		173,71	56,82		220,90	54,49		192,26	72,76
2076		360,52	74,44		171,92	56,82		221,58	54,49		191,00	72,76
2077		355,16	74,44		170,40	56,82		222,30	54,49		189,74	72,77
2078		350,23	74,44		168,86	56,83		223,03	54,49		188,45	72,77
2080		335,89	84,37		163,45	58,59		223,33	36,01		184,50	61,19
2081		335,89	86,93		163,45	59,03		223,34	35,63		184,51	58,97
2082		335,89	89,67		163,45	59,59		223,34	35,26		184,52	56,45
2083		335,90	92,21		163,45	60,15		223,33	35,03		184,51	54,43
2086		343,09	84,43		166,14	58,59		223,11	36,01		186,39	61,22
2087		343,10	92,15		166,14	60,15		223,11	35,04		186,39	54,42
	U maks	365,88	102,48	U maks	173,75	65,44	U maks	223,34	54,49	U maks	192,26	72,77
	U rata2	353,91	88,36	U rata2	169,82	60,03	U rata2	222,19	47,10	U rata2	189,27	63,28
	1,2 U rata2	424,6927	106,0305	1,2 U rata2	203,7862	72,03933	1,2 U rata2	266,63	56,52	1,2 U rata2	227,1219	75,93465
	1,4 U rata2	495,4748	123,7023	1,4 U rata2	237,7506	84,04589	1,4 U rata2	311,0683	65,94	1,4 U rata2	264,9755	88,59043
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		223,55	56,41		154,819	44,90		172,2555	46,20
2043		222,20	56,41		153,0884	44,91		169,3143	46,21
2044		220,84	56,42		151,368	44,91		166,3945	46,21
2046		219,47	56,42		149,6467	44,90		163,4889	46,21
2047		223,58	58,79		154,8315	43,84		172,2665	46,41
2050		219,49	58,79		149,6581	43,84		163,5091	46,41
2051		223,51	62,21		154,7942	43,12		172,2287	50,66
2054		219,45	62,21		149,6367	43,12		163,4908	50,66
2055		223,51	66,17		154,7914	42,93		172,2388	55,05
2058		219,45	66,08		149,6431	42,95		163,4889	55,01
2059		223,50	70,41		154,7893	43,19		172,2273	59,55
2063		223,50	74,82		154,7882	43,72		172,2135	64,02
2066		219,46	74,92		149,6437	43,70		163,4943	64,08
2067	Newhall-X	223,51	79,32	Northridge X	154,7939	44,53	San Fernando	172,2266	68,49
2070		219,45	79,32		149,6361	44,53		163,4868	68,49
2071		223,58	83,92		154,8315	45,59		172,2665	73,10
2074		219,49	83,92		149,6581	45,59		163,5091	73,10
2075		223,55	88,67		154,8174	46,76		172,2399	77,62
2076		222,20	88,67		153,0884	46,75		169,3141	77,61
2077		220,84	88,66		151,3678	46,75		166,3929	77,61
2078		219,47	88,66		149,6485	46,76		163,5059	77,61
2080		214,30	75,09		143,8326	43,67		154,0198	64,21
2081		214,29	71,98		143,8302	43,31		154,0153	61,18
2082		214,29	68,76		143,8297	43,04		154,0107	57,85
2083		214,29	65,89		143,8315	42,97		154,0098	54,88
2086		216,88	75,06		146,7417	43,67		158,7307	64,18
2087		216,88	65,93		146,7408	42,97		158,7237	54,91
	U maks	223,58	88,67	U maks	154,83	46,76	U maks	172,27	77,62
	U rata2	220,17	74,26	U rata2	150,67	44,33	U rata2	165,30	60,28
	1,2 U rata2	264,2011	89,112	1,2 U rata2	180,8065	53,19709	1,2 U rata2	198,3583	72,33275
	1,4 U rata2	308,2346	103,964	1,4 U rata2	210,9409	62,06328	1,4 U rata2	231,4181	84,38821
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		109,4141	298,297		51,36	198,49		66,08	117,44		57,28	192,39
2043		107,8413	298,2857		50,82	198,48		66,29	117,44		56,93	192,38
2044		106,2309	298,2808		50,37	198,48		66,51	117,44		56,55	192,38
2046		104,784	298,2879		49,91	198,48		66,75	117,44		56,19	192,38
2047		109,4488	297,4343		51,36	198,40		66,10	117,65		57,30	193,68
2050		104,7627	297,4343		49,92	198,40		66,75	117,65		56,18	193,68
2051		109,4212	296,3328		51,35	198,08		66,06	117,75		57,30	194,67
2054		104,7423	296,3279		49,91	198,07		66,73	117,75		56,17	194,66
2055		109,3678	295,3253		51,36	197,89		66,04	117,94		57,28	195,86
2058		104,768	295,3779		49,91	197,91		66,73	117,95		56,18	195,88
2059		109,432	294,3783		51,36	197,78		66,05	118,18		57,30	197,18
2063		109,4932	293,2596		51,35	197,47		66,06	118,28		57,32	198,11
2066		104,743	293,2229		49,91	197,47		66,73	118,27		56,17	198,07
2067	El-Centro Y	109,4379	292,2214	Helena X	51,35	197,23	Kern X	66,06	118,42	Kobe X	57,30	199,17
2070		104,7613	292,2146		49,91	197,22		66,73	118,42		56,18	199,17
2071		109,4488	291,2844		51,36	197,12		66,10	118,68		57,30	200,45
2074		104,7627	291,2844		49,92	197,12		66,75	118,68		56,18	200,45
2075		109,463	290,1027		51,34	196,77		66,09	118,80		57,32	201,39
2076		107,8403	290,0945		50,82	196,77		66,29	118,80		56,93	201,39
2077		106,2379	290,0934		50,37	196,76		66,52	118,80		56,56	201,39
2078		104,7304	290,0988		49,92	196,77		66,73	118,80		56,16	201,39
2080		100,4349	293,1379		48,32	197,44		66,84	118,25		54,98	198,01
2081		100,4411	293,9309		48,32	197,62		66,85	118,17		54,99	197,37
2082		100,4567	294,7458		48,32	197,78		66,85	118,06		55,00	196,62
2083		100,4677	295,4621		48,32	197,90		66,85	117,94		55,00	195,92
2086		102,596	293,1557		49,11	197,45		66,77	118,26		55,56	198,03
2087		102,6291	295,4477		49,11	197,90		66,78	117,95		55,57	195,92
	U maks	109,49	298,30	U maks	51,36	198,49	U maks	66,85	118,80	U maks	57,32	201,39
	U rata2	105,86	294,28	U rata2	50,20	197,68	U rata2	66,49	118,12	U rata2	56,41	196,96
	1,2 U rata2	127,0292	353,1342	1,2 U rata2	60,23889	237,2105	1,2 U rata2	79,78211	141,7412	1,2 U rata2	67,69721	236,3551
	1,4 U rata2	148,2007	411,9899	1,4 U rata2	70,27871	276,7456	1,4 U rata2	93,07912	165,3648	1,4 U rata2	78,98008	275,7476
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		70,40	240,78		45,94	148,90		51,38	190,88
2043		69,93	240,78		45,42	148,90		50,48	190,88
2044		69,46	240,78		44,91	148,89		49,60	190,88
2046		68,98	240,78		44,40	148,89		48,70	190,88
2047		70,41	242,40		45,94	149,13		51,36	192,38
2050		68,99	242,40		44,40	149,13		48,73	192,38
2051		70,39	243,54		45,93	149,11		51,36	193,60
2054		68,98	243,53		44,40	149,11		48,73	193,60
2055		70,41	245,01		45,93	149,25		51,39	194,99
2058		68,97	244,99		44,40	149,26		48,72	194,98
2059		70,38	246,70		45,93	149,50		51,35	196,49
2063		70,35	247,79		45,92	149,49		51,31	197,71
2066		68,99	247,82		44,40	149,49		48,74	197,73
2067	Newhall-X	70,38	249,07	Northridge X	45,93	149,58	San Fernando	51,35	199,01
2070		68,98	249,07		44,40	149,58		48,72	199,01
2071		70,41	250,69		45,94	149,82		51,36	200,48
2074		68,99	250,69		44,40	149,82		48,73	200,48
2075		70,39	251,81		45,93	149,84		51,33	201,67
2076		69,93	251,81		45,42	149,83		50,48	201,67
2077		69,46	251,81		44,91	149,83		49,60	201,66
2078		68,99	251,81		44,40	149,83		48,76	201,67
2080		67,35	247,84		42,67	149,47		45,90	197,76
2081		67,35	246,94		42,67	149,42		45,89	196,87
2082		67,35	245,89		42,67	149,33		45,87	195,87
2083		67,35	244,90		42,67	149,25		45,87	194,93
2086		68,17	247,85		43,54	149,48		47,31	197,76
2087		68,16	244,93		43,54	149,26		47,29	194,95
	U maks	70,41	251,81	U maks	45,94	149,84	U maks	51,39	201,67
	U rata2	69,25	246,39	U rata2	44,70	149,39	U rata2	49,27	196,34
	1,2 U rata2	83,10592	295,6628	1,2 U rata2	53,6457	179,2624	1,2 U rata2	59,12585	235,608
	1,4 U rata2	96,9569	344,9399	1,4 U rata2	62,58665	209,1394	1,4 U rata2	68,98015	274,876
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

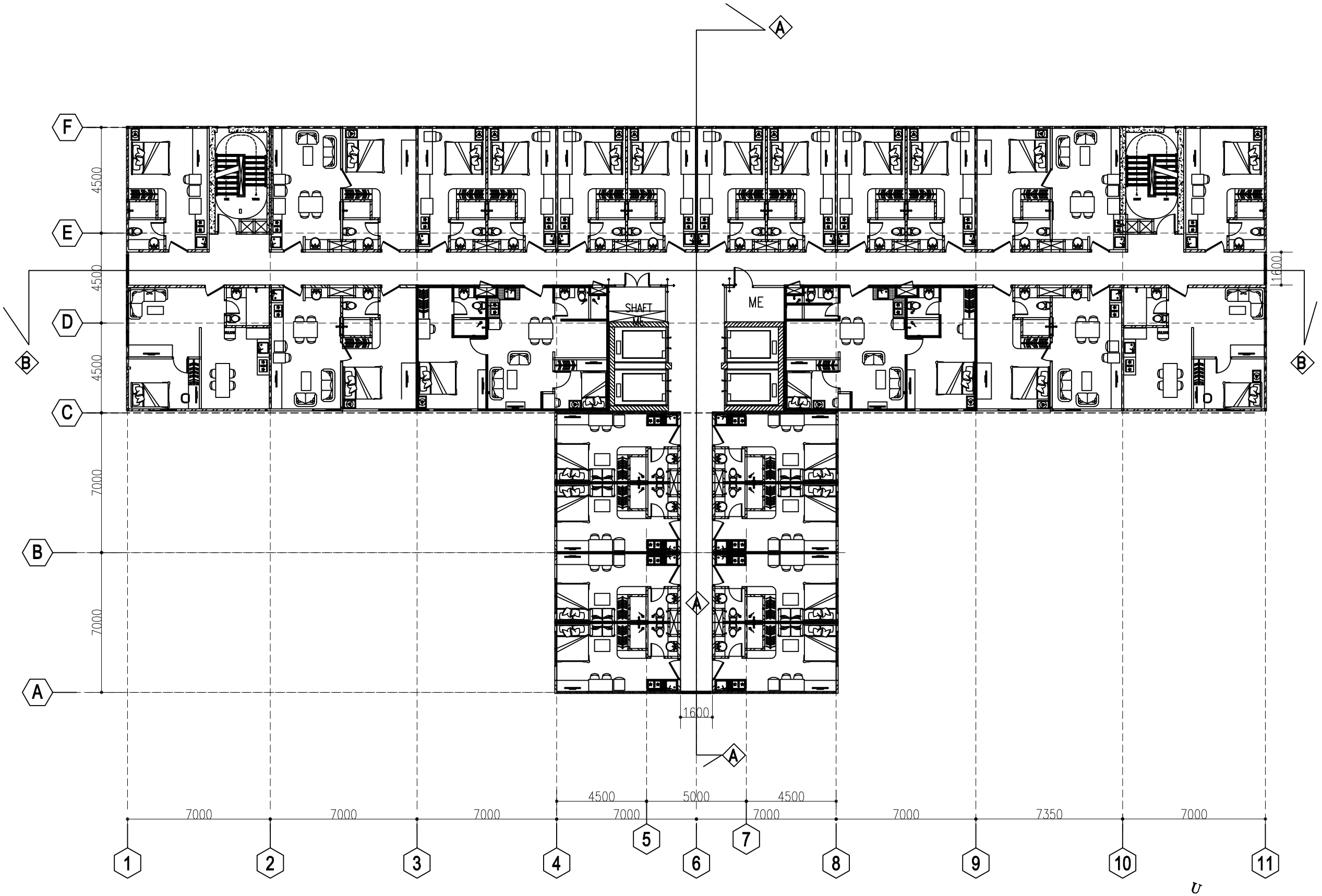
KONTROL PEMBESARAN TORSI – STRUKTUR *DUAL SYSTEM*

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		37,34	17,73		36,35	11,78		41,62	7,58		37,97	12,43
2043		37,34	18,12		36,35	11,77		41,62	7,97		37,97	12,34
2044		37,34	18,57		36,35	11,88		41,62	8,43		37,97	12,26
2046		37,34	18,98		36,35	12,07		41,62	8,87		37,97	12,25
2047		38,41	17,73		37,30	11,78		42,69	7,58		38,88	12,43
2050		39,49	17,73		38,28	11,78		43,76	7,58		39,79	12,43
2051		39,49	17,12		38,28	11,90		43,76	7,03		39,79	12,65
2054		39,49	16,51		38,28	12,15		43,76	6,76		39,79	12,93
2055		38,41	18,98		37,30	12,07		42,69	8,87		38,88	12,25
2058		39,49	18,98		38,28	12,07		43,76	8,87		39,79	12,25
2059		39,49	19,62		38,28	12,56		43,76	9,60		39,79	12,27
2063		39,49	20,27		38,28	13,40		43,76	10,38		39,79	12,37
2066		41,70	16,51		40,24	12,15		45,82	6,76		41,56	12,93
2067	El-Centro X	41,70	17,12	Helena X	40,24	11,90	Kern X	45,82	7,03	Kobe X	41,56	12,65
2070		41,70	17,73		40,24	11,78		45,82	7,58		41,56	12,43
2071		41,70	18,34		40,24	11,83		45,82	8,19		41,56	12,30
2074		41,70	18,98		40,24	12,07		45,82	8,87		41,56	12,25
2075		41,70	19,62		40,24	12,56		45,82	9,60		41,56	12,27
2076		41,70	20,27		40,24	13,40		45,82	10,38		41,56	12,37
2077		39,47	14,88		37,25	11,71		43,29	6,81		39,28	12,42
2078		37,43	14,88		35,46	11,70		41,39	6,82		37,65	12,42
2080		38,72	14,86		36,57	11,69		42,59	6,80		38,67	12,40
2081		38,09	14,86		36,05	11,69		42,01	6,81		38,18	12,40
2082		39,47	19,55		37,25	13,81		43,29	10,53		39,28	11,78
2083		37,43	19,55		35,46	13,81		41,39	10,52		37,65	11,78
2086		38,09	19,52		36,05	13,79		42,01	10,51		38,18	11,77
2087		38,73	19,52		36,58	13,79		42,59	10,51		38,66	11,77
	U maks	41,70	20,27	U maks	40,24	13,81	U maks	45,82	10,53	U maks	41,56	12,93
	U rata2	39,35	18,02	U rata2	37,85	12,33	U rata2	43,47	9,42	U rata2	39,51	12,32
	1,2 U rata2	47,21933	21,62413	1,2 U rata2	45,42329	14,79404	1,2 U rata2	52,16547	11,304	1,2 U rata2	47,41467	14,78951
	1,4 U rata2	55,08922	25,22816	1,4 U rata2	52,99384	17,25972	1,4 U rata2	60,85971	13,188	1,4 U rata2	55,31711	17,25443
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		32,47	9,03		42,12	8,78		40,46	8,10
2043		32,47	9,01		42,12	9,41		40,46	8,18
2044		32,47	9,53		42,12	10,10		40,46	8,45
2046		32,47	10,20		42,12	10,72		40,46	8,72
2047		32,70	9,03		42,81	8,78		40,76	8,10
2050		32,94	9,03		43,50	8,78		41,07	8,10
2051		32,94	9,09		43,50	7,82		41,07	8,56
2054		32,94	9,15		43,50	6,85		41,07	9,04
2055		32,70	10,20		42,81	10,72		40,76	8,72
2058		32,94	10,20		43,50	10,72		41,07	8,72
2059		32,94	11,24		43,50	11,69		41,07	9,19
2063		32,94	12,28		43,50	12,65		41,07	9,72
2066		33,39	9,15		44,83	6,85		41,66	9,04
2067	Newhall-X	33,39	9,09	Northridge X	44,83	7,82	San Fernando X	41,66	8,56
2070		33,39	9,03		44,83	8,78		41,66	8,10
2071		33,39	9,16		44,83	9,75		41,66	8,31
2074		33,39	10,20		44,83	10,72		41,66	8,72
2075		33,39	11,24		44,83	11,69		41,66	9,19
2076		33,39	12,28		44,83	12,65		41,66	9,72
2077		31,72	8,60		42,42	6,18		39,23	8,90
2078		31,32	8,61		41,20	6,18		38,72	8,91
2080		31,55	8,59		41,94	6,17		39,00	8,88
2081		31,44	8,60		41,59	6,17		38,88	8,89
2082		31,73	12,46		42,42	12,76		39,23	9,47
2083		31,32	12,46		41,20	12,76		38,71	9,46
2086		31,45	12,45		41,59	12,74		38,88	9,45
2087		31,54	12,45		41,94	12,74		38,99	9,45
	U maks	33,39	12,46	U maks	44,83	12,76	U maks	41,66	9,72
	U rata2	32,54	11,09	U rata2	43,08	10,67	U rata2	40,48	8,84
	1,2 U rata2	39,05231	13,308	1,2 U rata2	51,69573	12,804	1,2 U rata2	48,57662	10,60751
	1,4 U rata2	45,56103	15,526	1,4 U rata2	60,31169	14,938	1,4 U rata2	56,67273	12,37543
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		12,39	61,87		11,04	38,27		17,56	21,57		7,01	12,65
2043		12,39	63,30		11,04	39,45		17,56	22,94		7,01	13,13
2044		12,39	64,89		11,04	40,75		17,56	24,48		7,01	13,69
2046		12,39	66,33		11,04	42,03		17,56	25,87		7,01	14,21
2047		11,85	61,87		9,95	38,27		15,46	21,57		6,41	12,65
2050		11,86	61,87		10,86	38,27		13,68	21,57		6,20	12,65
2051		11,86	59,69		10,86	36,45		13,68	19,46		6,20	11,91
2054		11,86	57,52		10,86	34,87		13,68	18,44		6,20	11,19
2055		11,85	66,33		9,95	42,03		15,46	25,87		6,41	14,21
2058		11,86	66,33		10,86	42,03		13,68	25,87		6,20	14,21
2059		11,86	68,56		10,86	44,07		13,68	28,05		6,20	15,02
2063		11,86	70,79		10,86	46,12		13,68	30,24		6,20	15,83
2066		14,25	57,52		13,70	34,87		12,54	18,44		6,47	11,19
2067	El-Centro Y	14,25	59,69	Helena Y	13,70	36,45	Kern Y	12,54	19,46	Kobe Y	6,47	11,91
2070		14,25	61,87		13,70	38,27		12,54	21,57		6,47	12,65
2071		14,25	64,10		13,70	40,10		12,54	23,71		6,47	13,41
2074		14,25	66,33		13,70	42,03		12,54	25,87		6,47	14,21
2075		14,25	68,56		13,70	44,07		12,54	28,05		6,47	15,02
2076		14,25	70,79		13,70	46,12		12,54	30,24		6,47	15,83
2077		13,45	51,80		12,71	30,96		11,87	16,84		6,10	10,19
2078		11,24	51,79		10,04	30,95		12,93	16,83		5,87	10,19
2080		12,40	51,73		11,79	30,91		12,17	16,81		5,96	10,18
2081		11,66	51,73		10,93	30,91		12,54	16,81		5,88	10,18
2082		13,44	68,28		12,72	45,13		11,87	30,61		6,10	15,61
2083		11,24	68,28		10,04	45,14		12,93	30,61		5,87	15,61
2086		11,65	68,19		10,93	45,08		12,54	30,57		5,88	15,59
2087		12,43	68,19		11,80	45,07		12,16	30,57		5,95	15,59
	U maks	14,25	70,79	U maks	13,70	46,12	U maks	17,56	30,61	U maks	7,01	15,83
	U rata2	12,66	62,89	U rata2	11,70	39,58	U rata2	14,71	25,81	U rata2	6,33	13,29
	1,2 U rata2	15,18604	75,47347	1,2 U rata2	14,04484	47,49564	1,2 U rata2	17,652	30,972	1,2 U rata2	7,599289	15,94204
	1,4 U rata2	17,71705	88,05238	1,4 U rata2	16,38565	55,41159	1,4 U rata2	20,594	36,134	1,4 U rata2	8,865837	18,59905
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		

Joint	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY	Gempa	UX	UY
2042		16,29	27,15		15,15	30,00		16,29	24,69
2043		16,29	28,44		15,15	31,36		16,29	24,67
2044		16,29	29,87		15,15	32,88		16,29	25,61
2046		16,29	31,16		15,15	34,29		16,29	26,45
2047		14,02	27,15		14,25	30,00		14,87	24,69
2050		11,76	27,15		13,35	30,00		13,47	24,69
2051		11,76	25,41		13,35	27,94		13,47	24,99
2054		11,76	23,67		13,35	25,94		13,47	25,42
2055		14,02	31,16		14,25	34,29		14,87	26,45
2058		11,76	31,16		13,35	34,29		13,47	26,45
2059		11,76	33,92		13,35	36,47		13,47	27,82
2063		11,76	36,69		13,35	38,71		13,47	29,26
2066		8,74	23,67		11,67	25,94		10,98	25,42
2067	Newhall-Y	8,74	25,41	Northridge Y	11,67	27,94	San Fernando-Y	10,98	24,99
2070		8,74	27,15		11,67	30,00		10,98	24,69
2071		8,74	29,16		11,67	32,12		10,98	25,14
2074		8,74	31,16		11,67	34,29		10,98	26,45
2075		8,74	33,92		11,67	36,47		10,98	27,82
2076		8,74	36,69		11,67	38,71		10,98	29,26
2077		8,23	20,46		11,06	22,52		10,17	23,80
2078		11,18	20,46		12,65	22,52		12,71	23,80
2080		8,50	20,43		11,57	22,49		11,01	23,76
2081		9,81	20,43		12,11	22,49		11,85	23,76
2082		8,23	37,01		11,06	38,36		10,18	28,77
2083		11,18	37,01		12,65	38,36		12,70	28,76
2086		9,82	36,96		12,11	38,31		11,87	28,73
2087		8,47	36,96		11,55	38,31		10,98	28,73
	U maks	16,29	37,01	U maks	15,15	38,71	U maks	16,29	29,26
	U rata2	14,12	31,25	U rata2	12,80	32,97	U rata2	13,87	26,11
	1,2 U rata2	16,944	37,5	1,2 U rata2	15,36053	39,564	1,2 U rata2	16,644	31,33756
	1,4 U rata2	19,768	43,75	1,4 U rata2	17,92062	46,158	1,4 U rata2	19,418	36,56048
	Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi			Tanpa Ketidakberaturan Torsi		



DENAH ARSITEKTUR LANTAI - TYPICAL

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN B - B

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

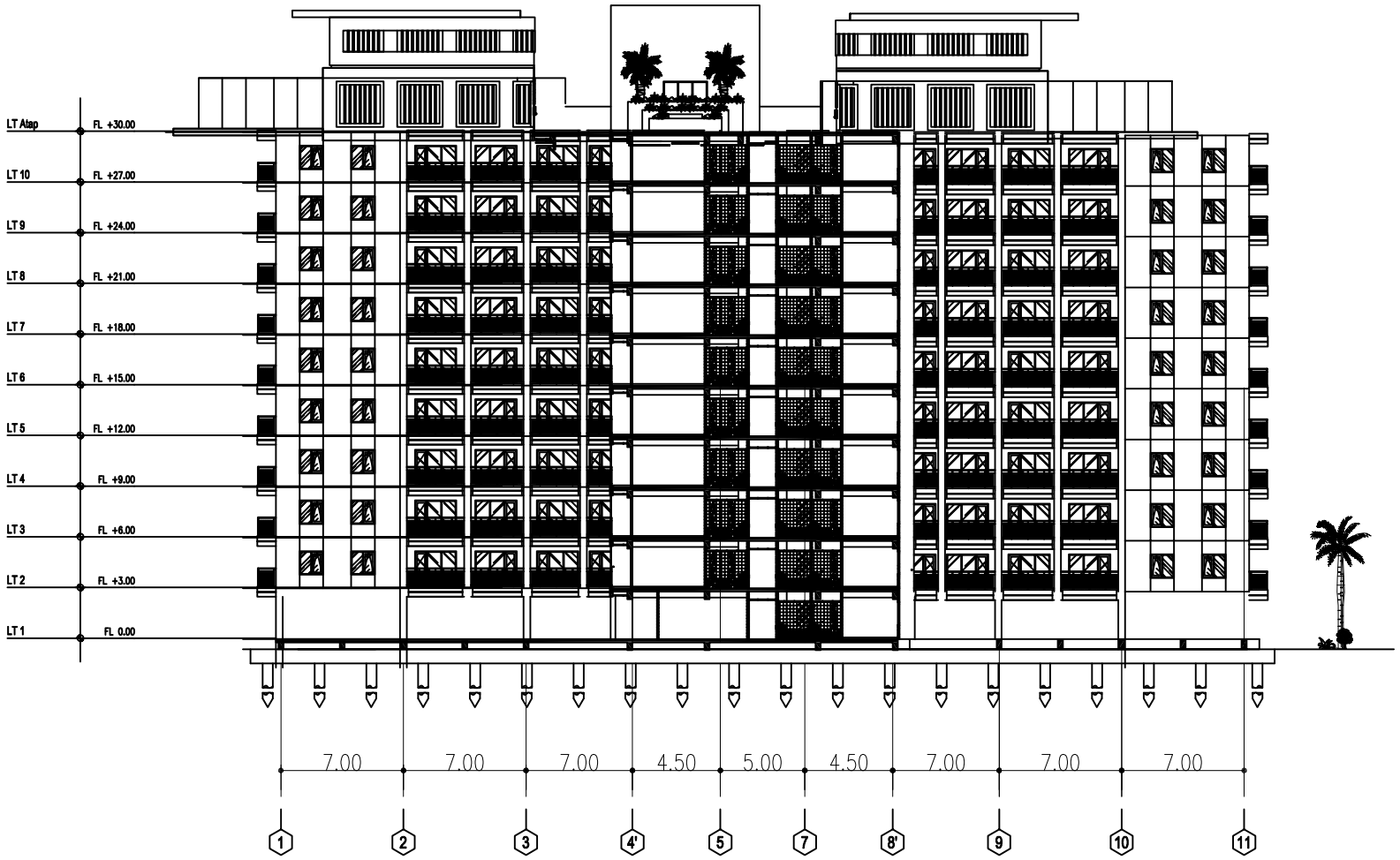
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

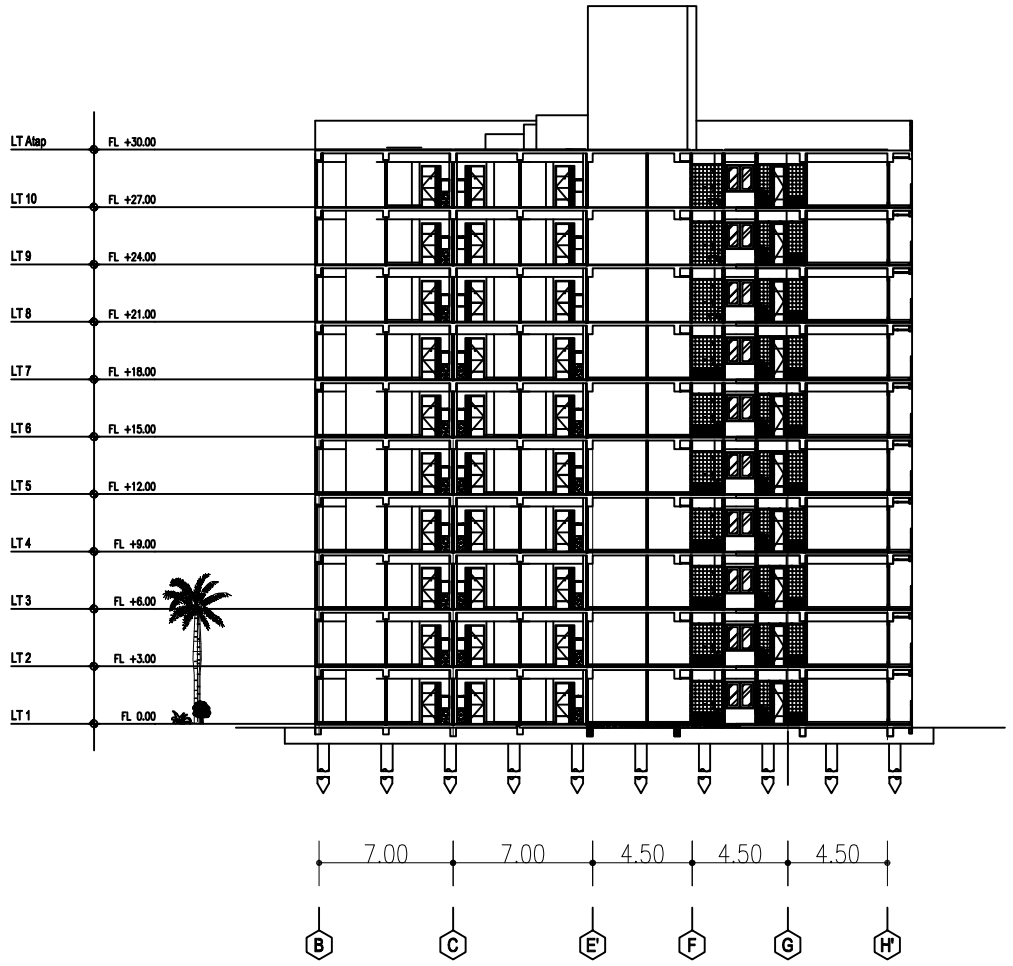
IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
1	



POTONGAN A–A
SKALA 1 : 500



POTONGAN B–B
SKALA 1 : 500

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN B - B

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

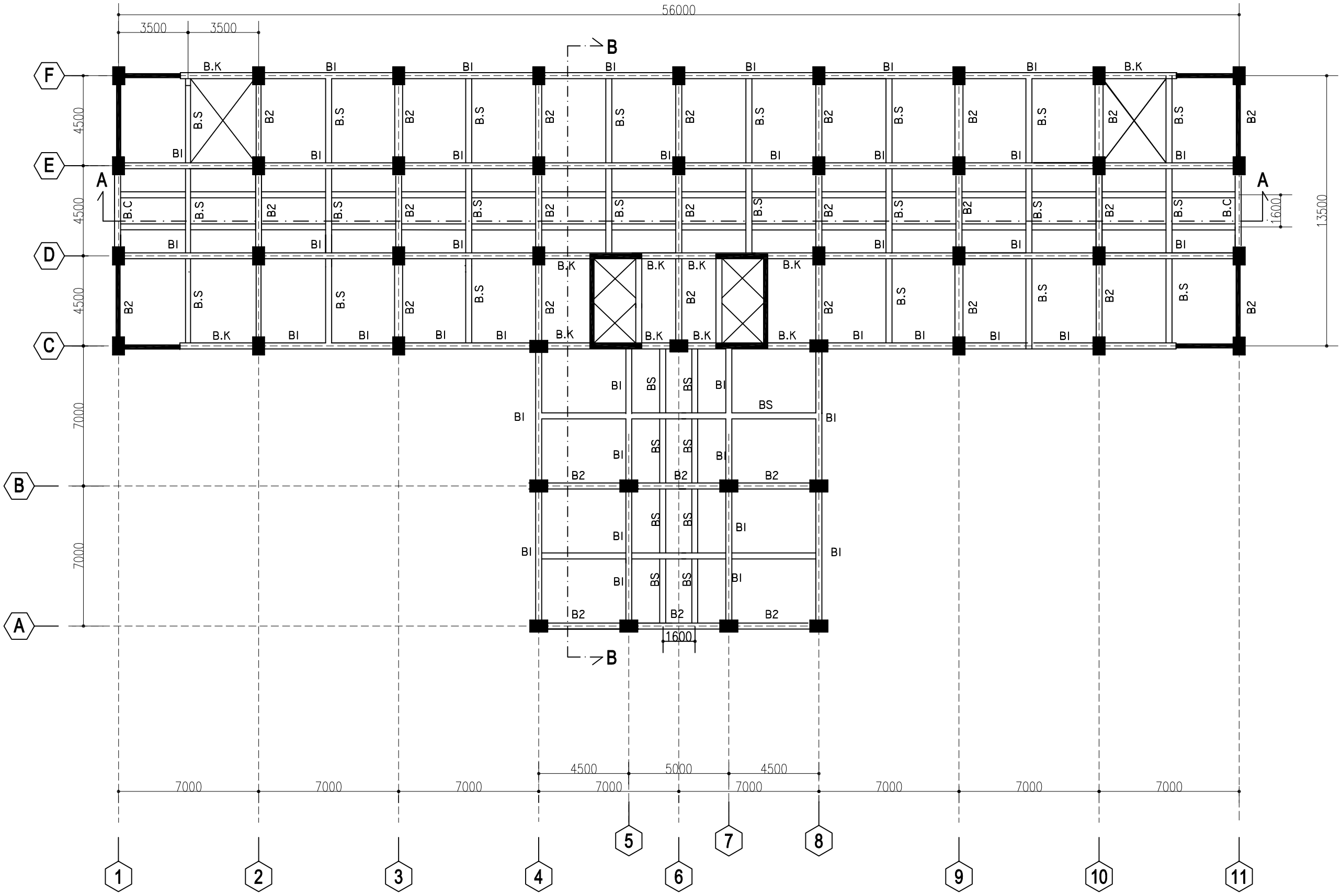
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
2	



DENAH BALOK LT.2-10

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DENAH PEMBALOKAN STRUKTUI SISTEM GANDA

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

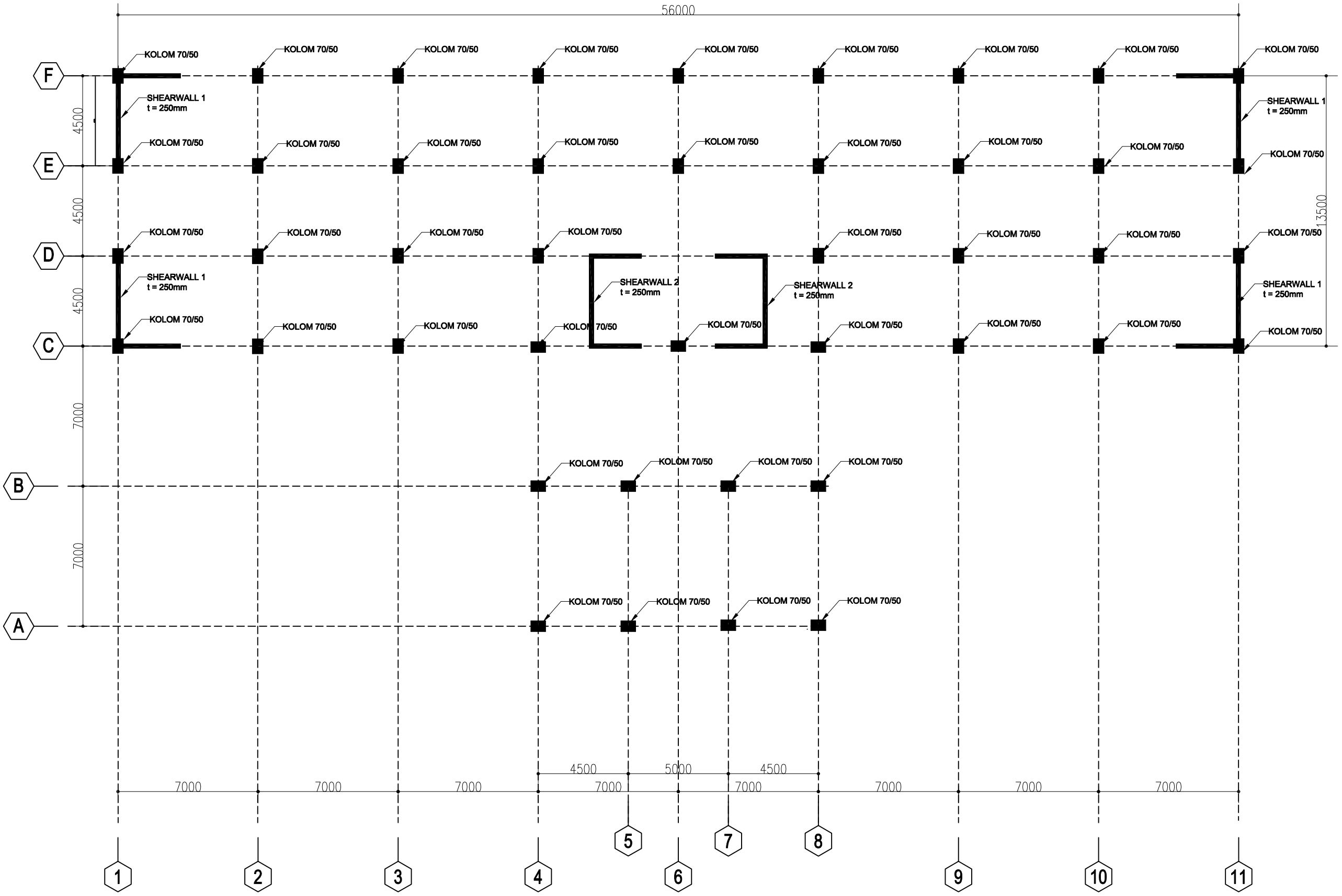
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
3	



DENAH KOLOM & SHEARWALL, LT.1-10

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DENAH KOLOM&SHEAR WALL
STRUKTUR SISTEM GANDA

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

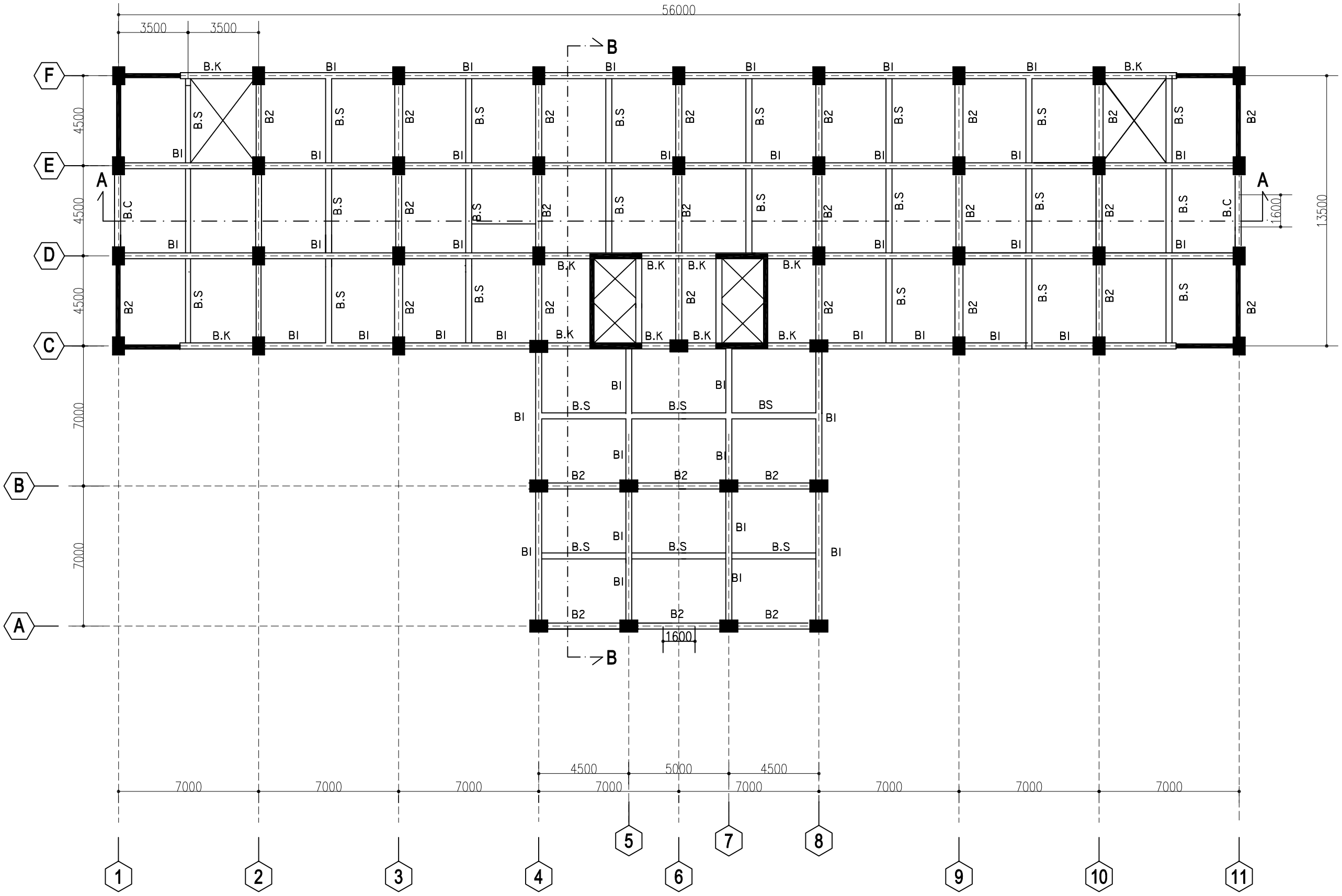
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
4	



DENAH BALOK LT.ATAP

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DENAH PEMBALOKAN ATAP STRUKTUR SISTEM GANDA

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

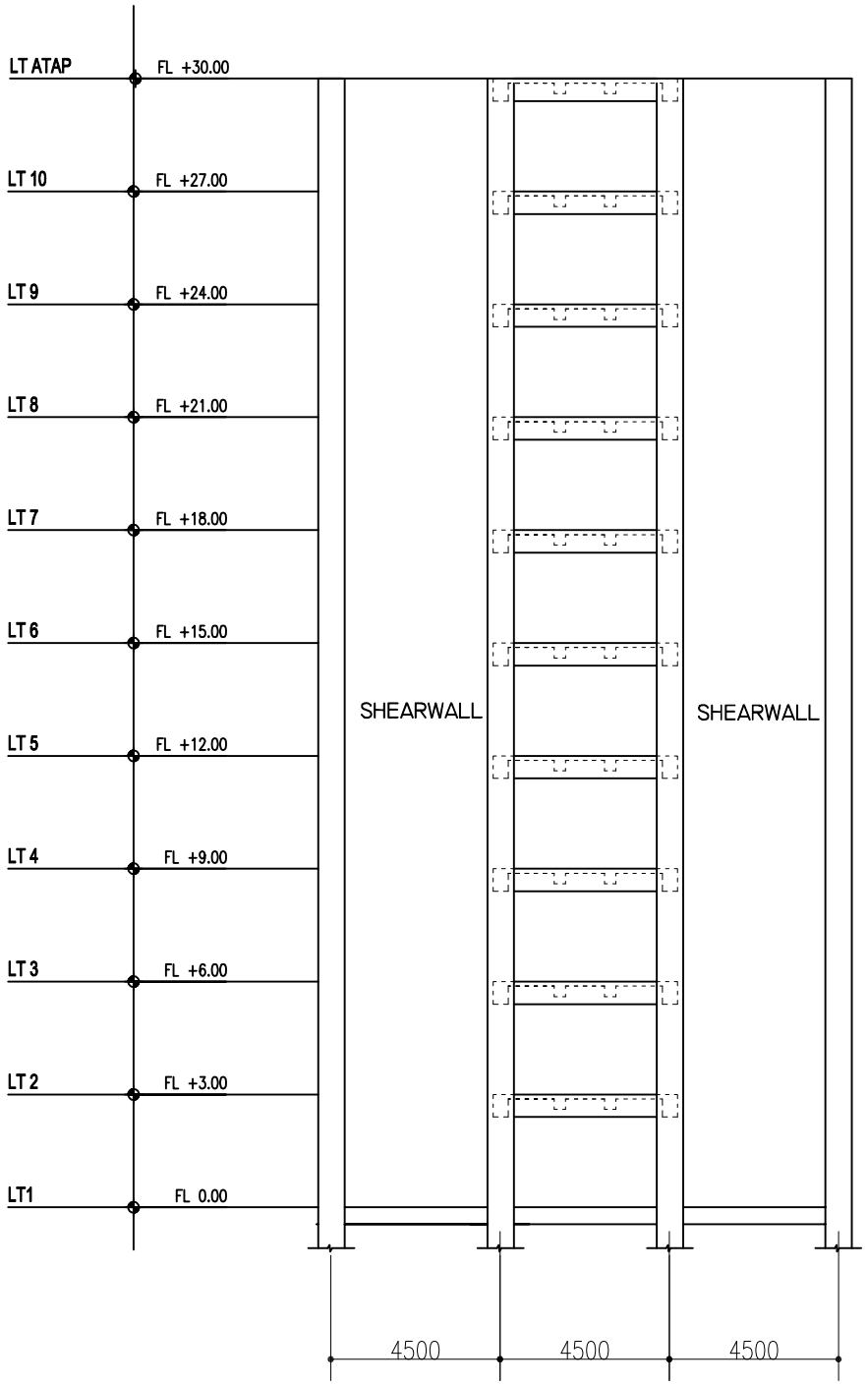
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

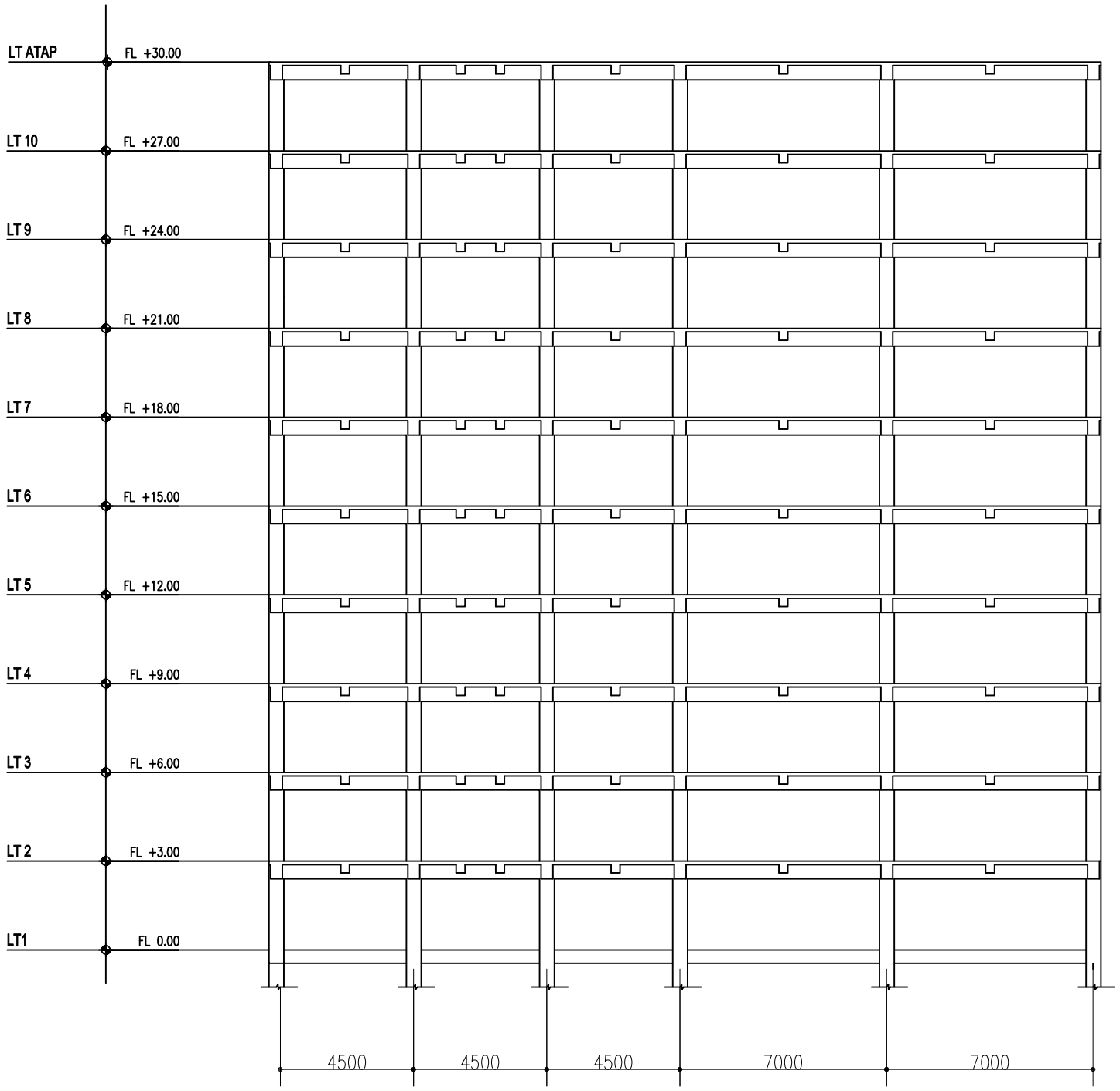
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
5	



PORTAL 1, STUKTUR DUAL SYSTEM

SKALA 1 : 200



PORTAL 4, STUKTUR DUAL SYSTEM

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

PORTAL 1&4
STRUKTUR SISTEM GANDA

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

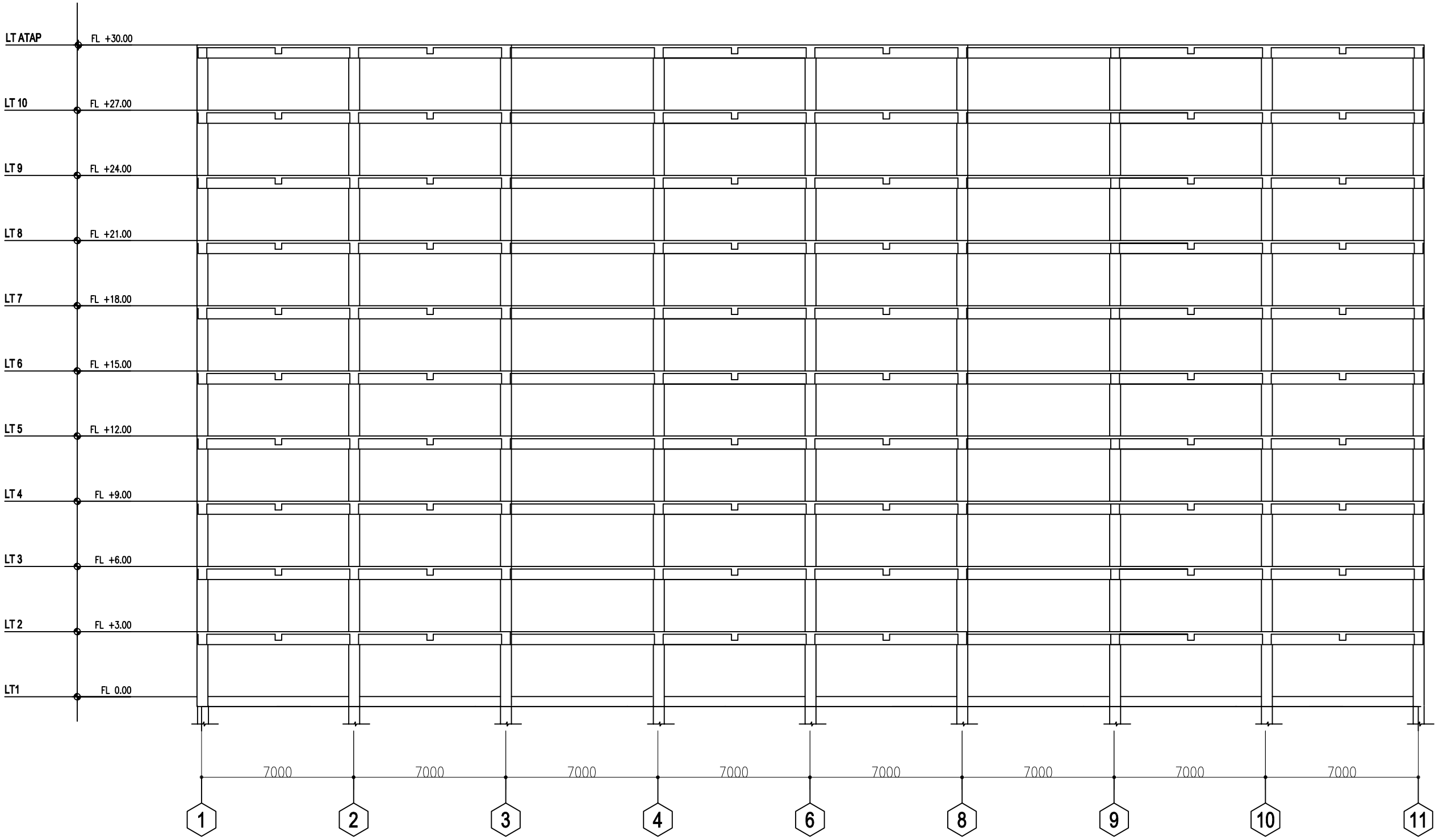
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
6	



PORTAL E, STUKTUR DUAL SYSTEM

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

PORTAL E
STRUKTUR SISTEM GANDA

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

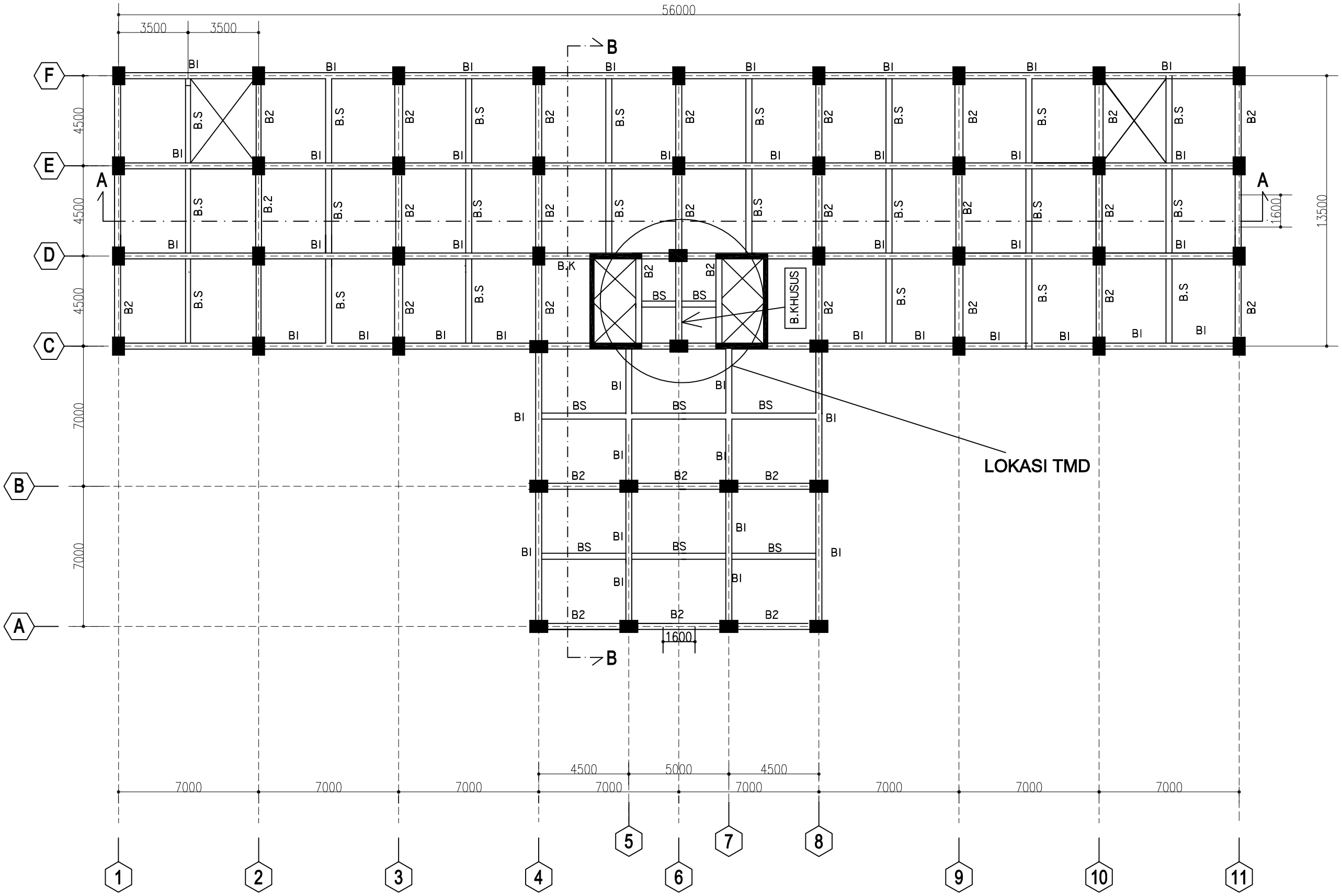
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
7	



DENAH BALOK LT.ATAP GEDUNG RANGKA+TMD

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DENAH BALOK ATAP
STRUKTUR RANGKA+TMD

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

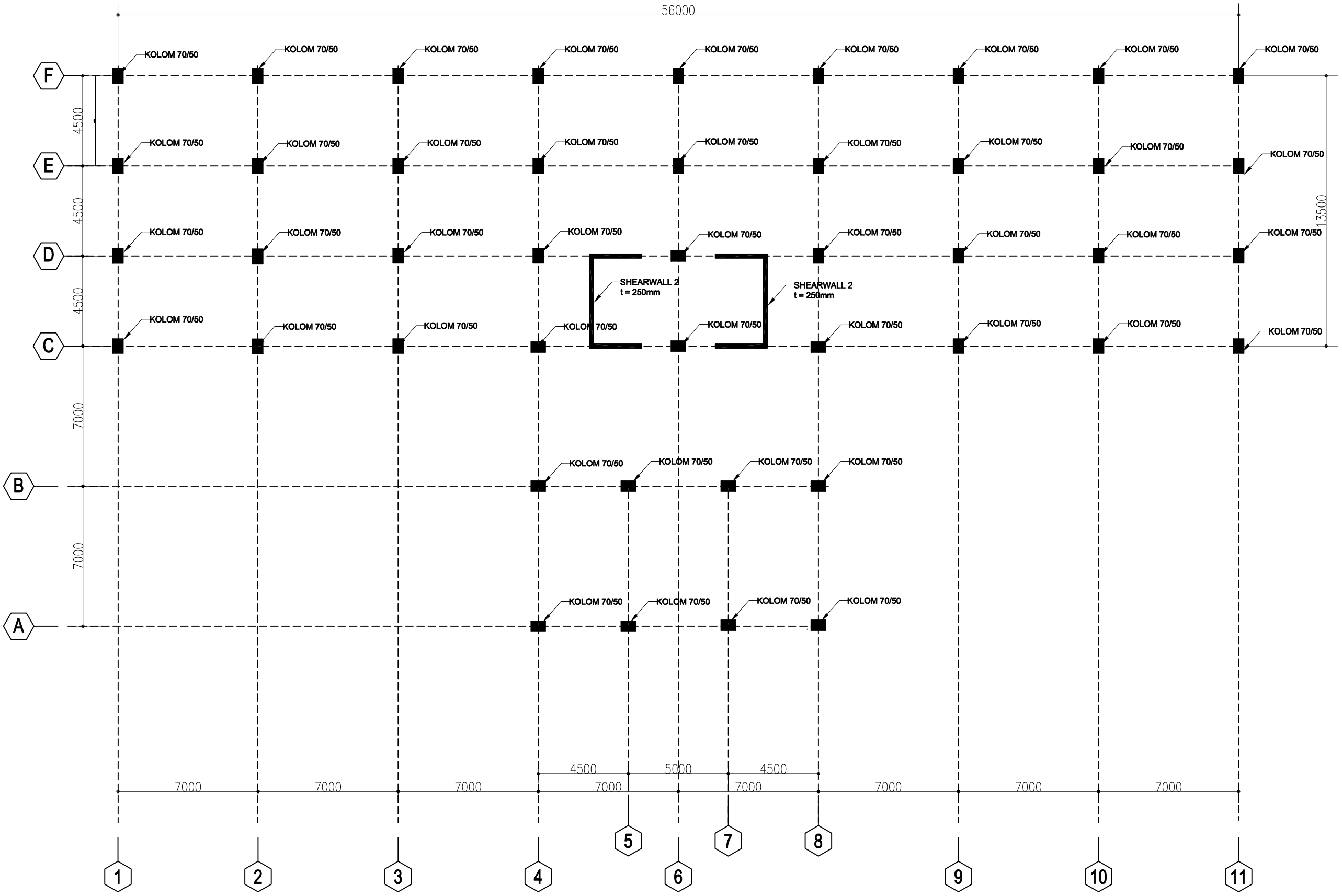
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
8	



DENAH KOLOM & SHEARWALL, LT.1-10

SKALA 1 : 200

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DENAH KOLOM
STRUKTUR RANGKA+TMD

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

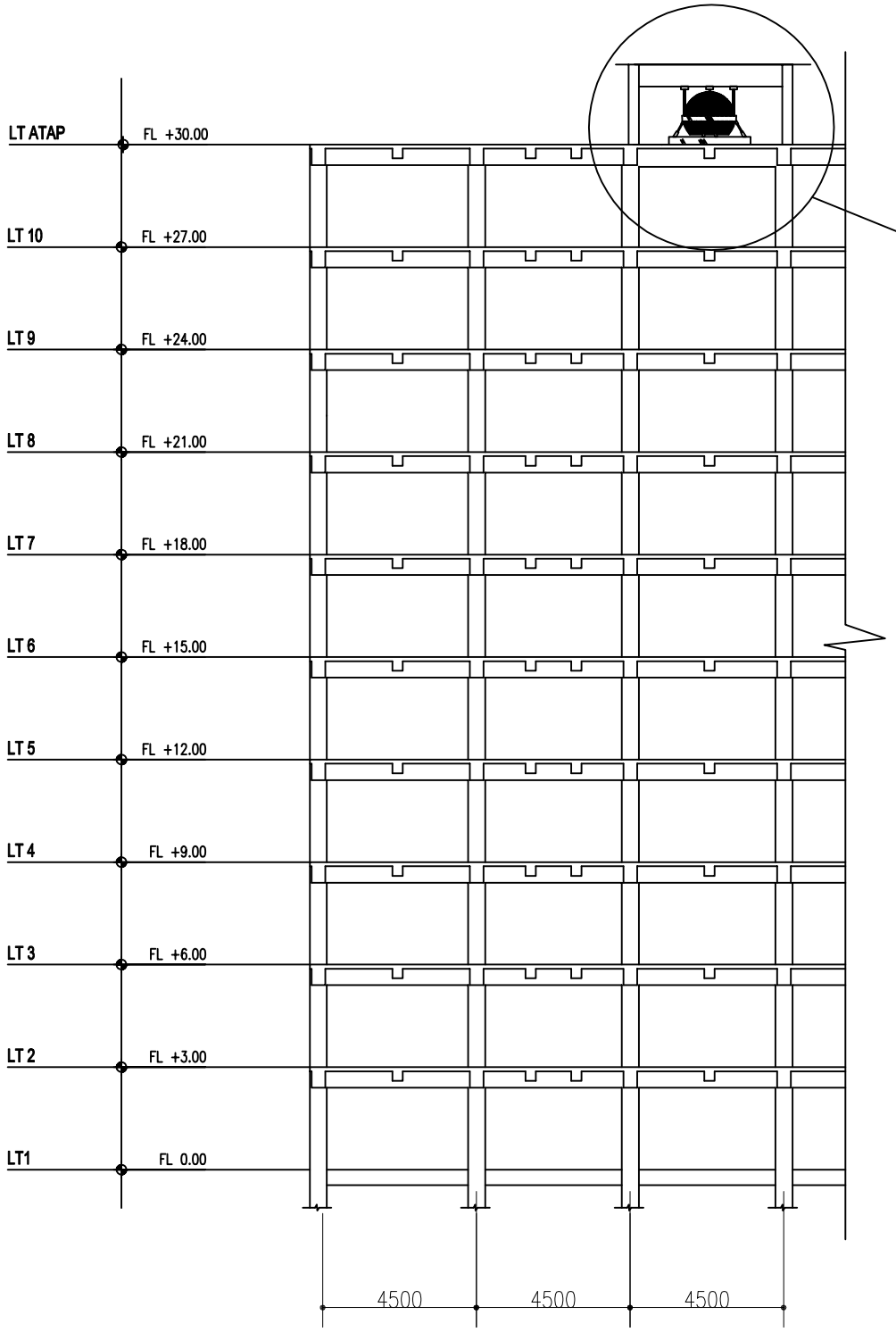
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

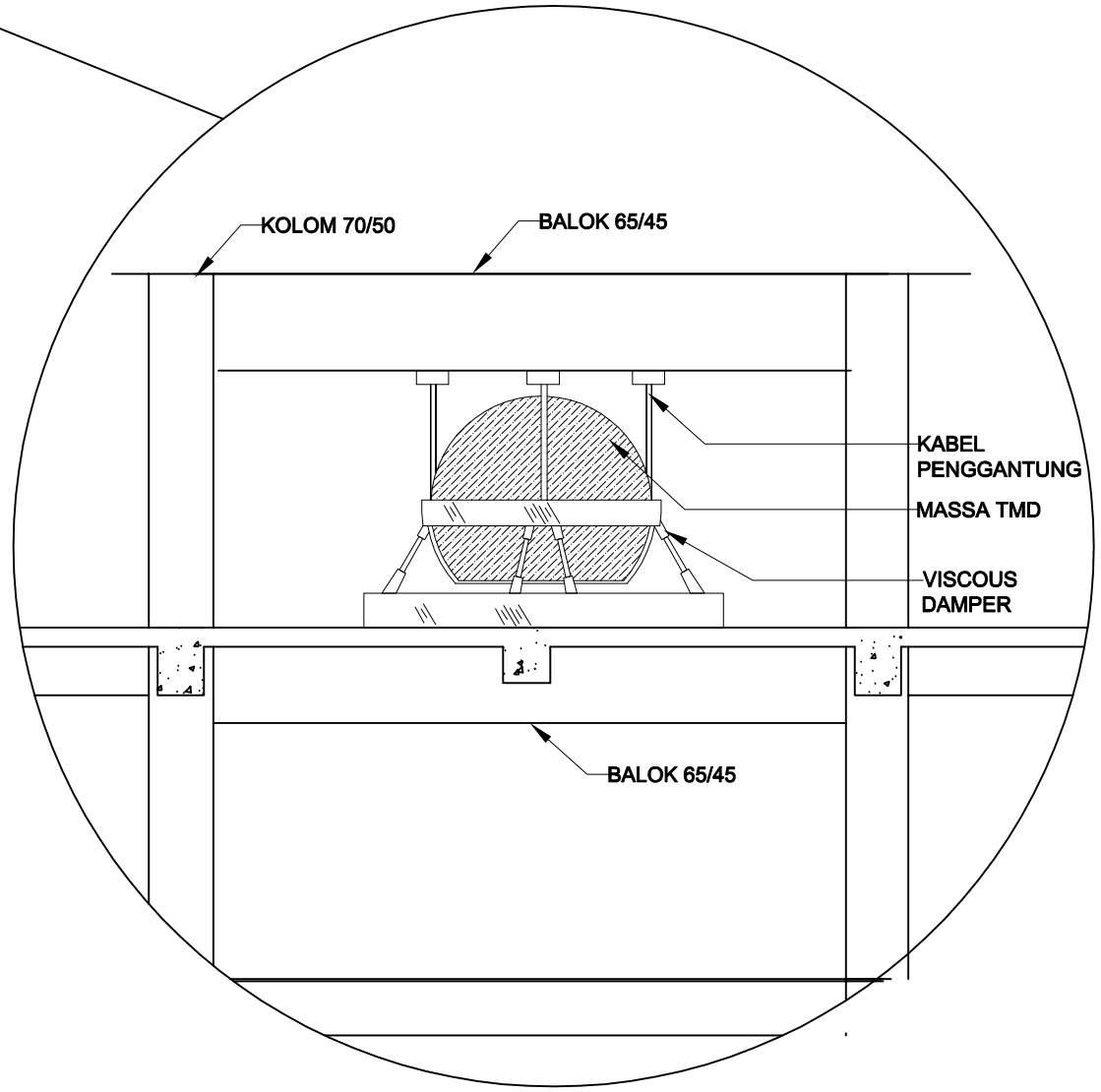
SKALA : 1 : 200

NO GAMBAR	JML GAMBAR
9	



PORTAL 6, STUKTUR RANGKA+TMD

SKALA 1 : 200



PENEMPATAN TMD PADA STRUKTUR

SKALA 1 : 50

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

PORTAL 6
STRUKTUR RANGKA+TMD

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

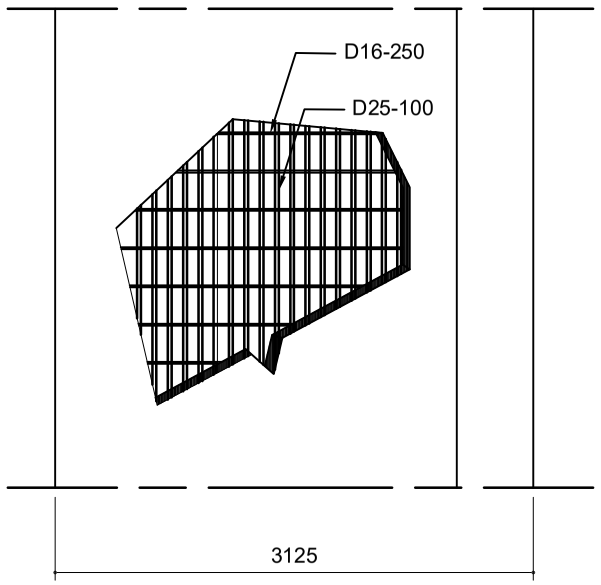
PEMBIMBING 2

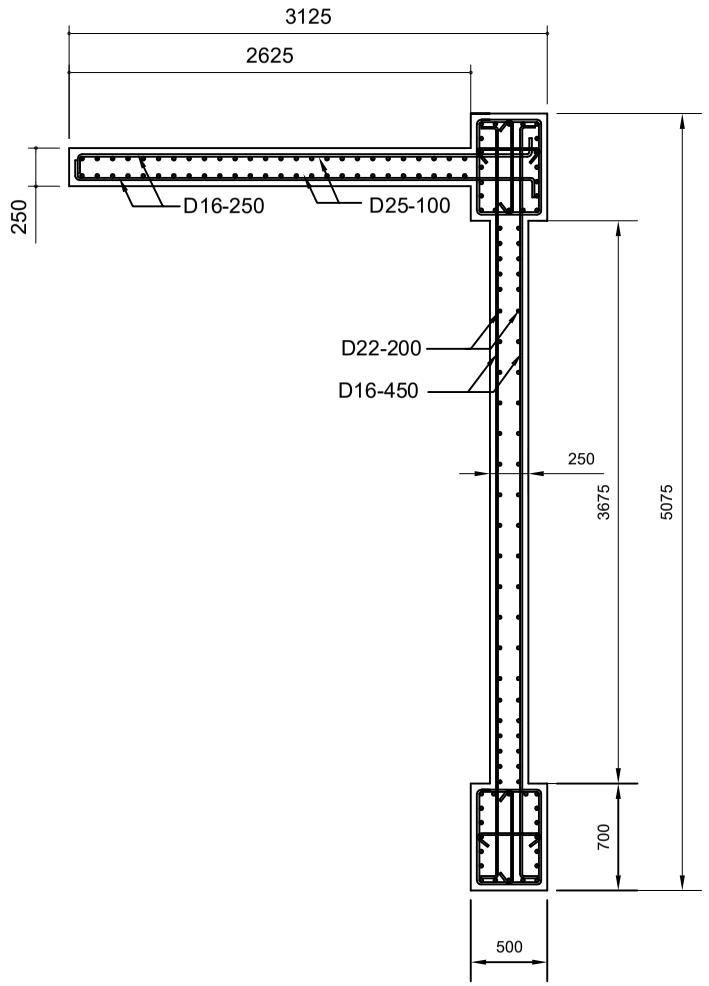
Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

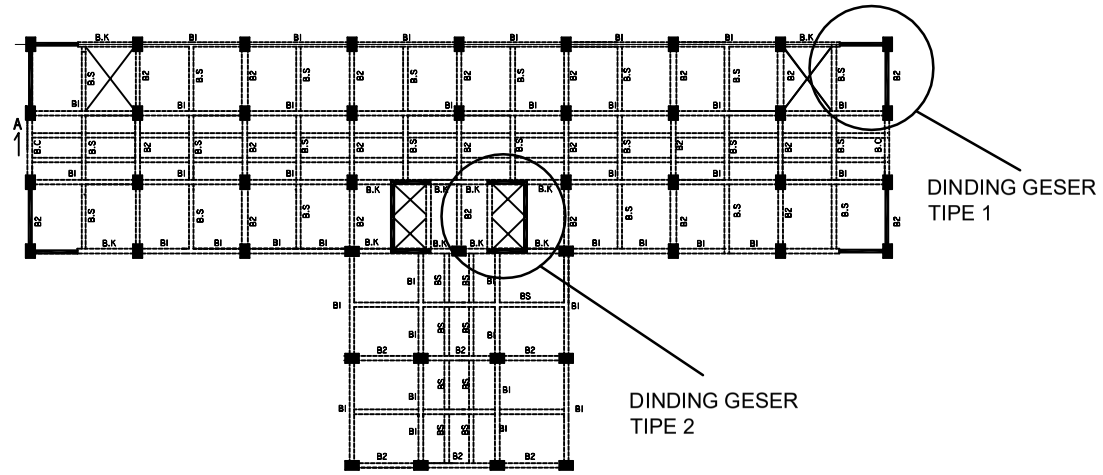
NO GAMBAR	JML GAMBAR
10	

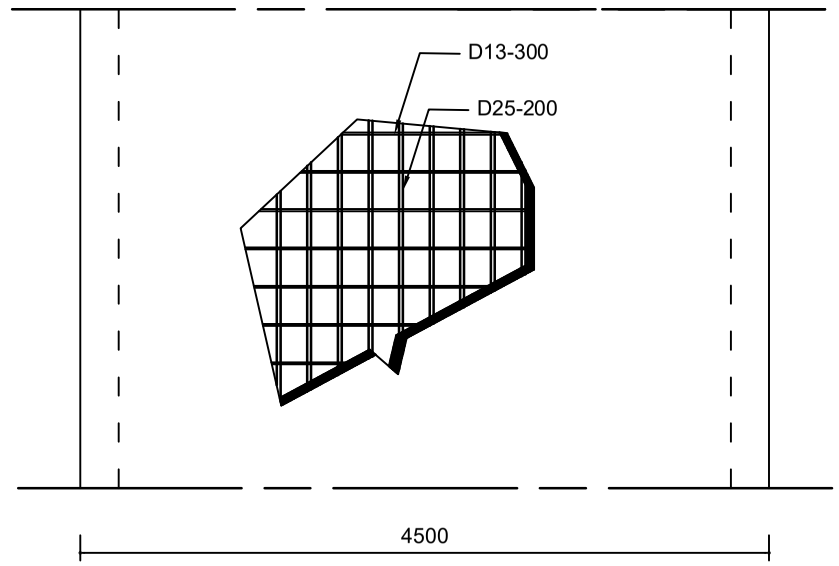


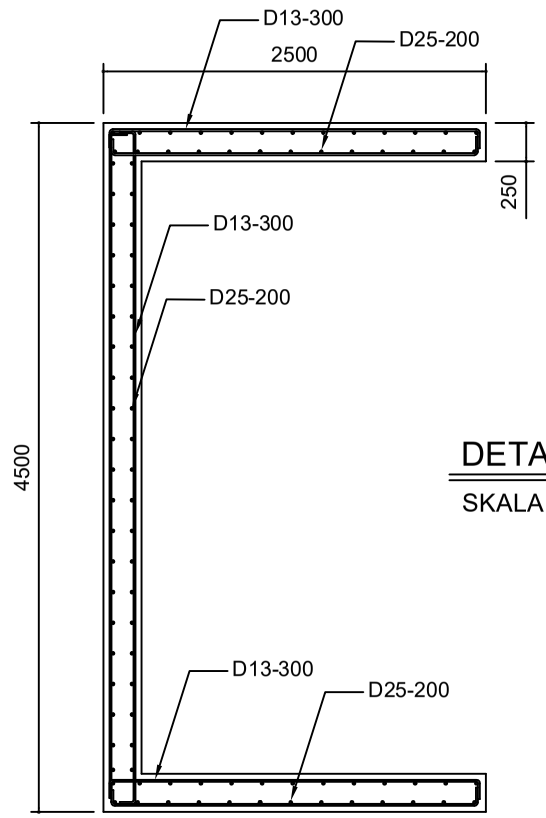


DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 1

SKALA 1 : 50







DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 2

SKALA 1 : 50

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN STRUKTUR SISTEM GANDA - DINDING GESER

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

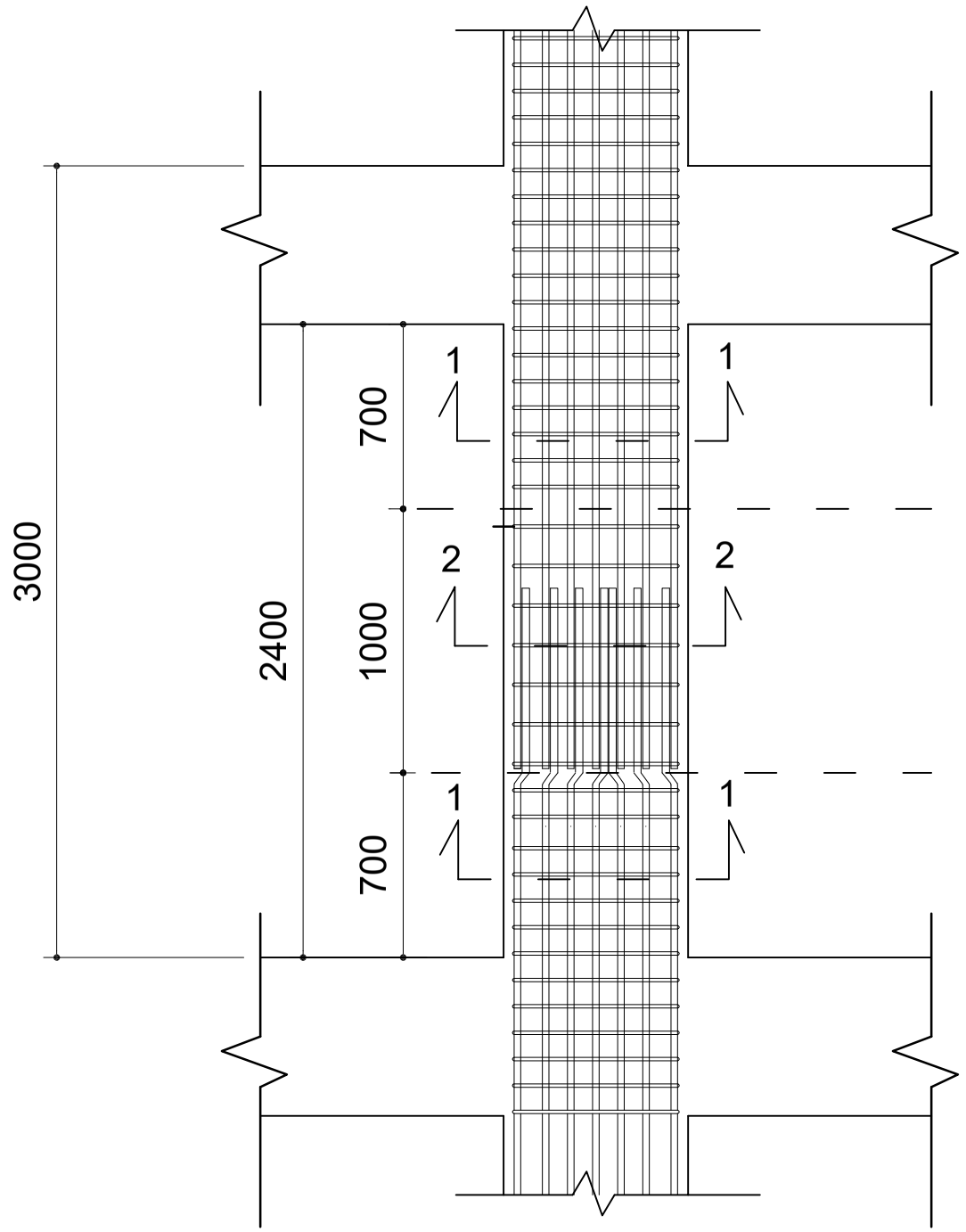
PEMBIMBING 2

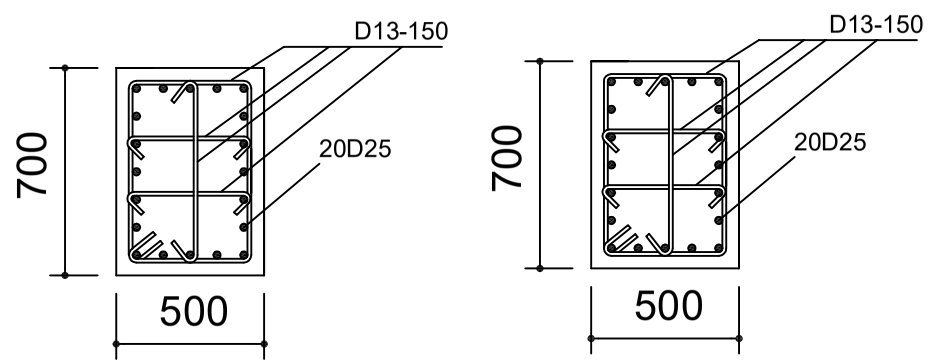
Dr. Hidayat Soegihardjo M, M

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

NO GAMBAR	JML GAMBAR
11	

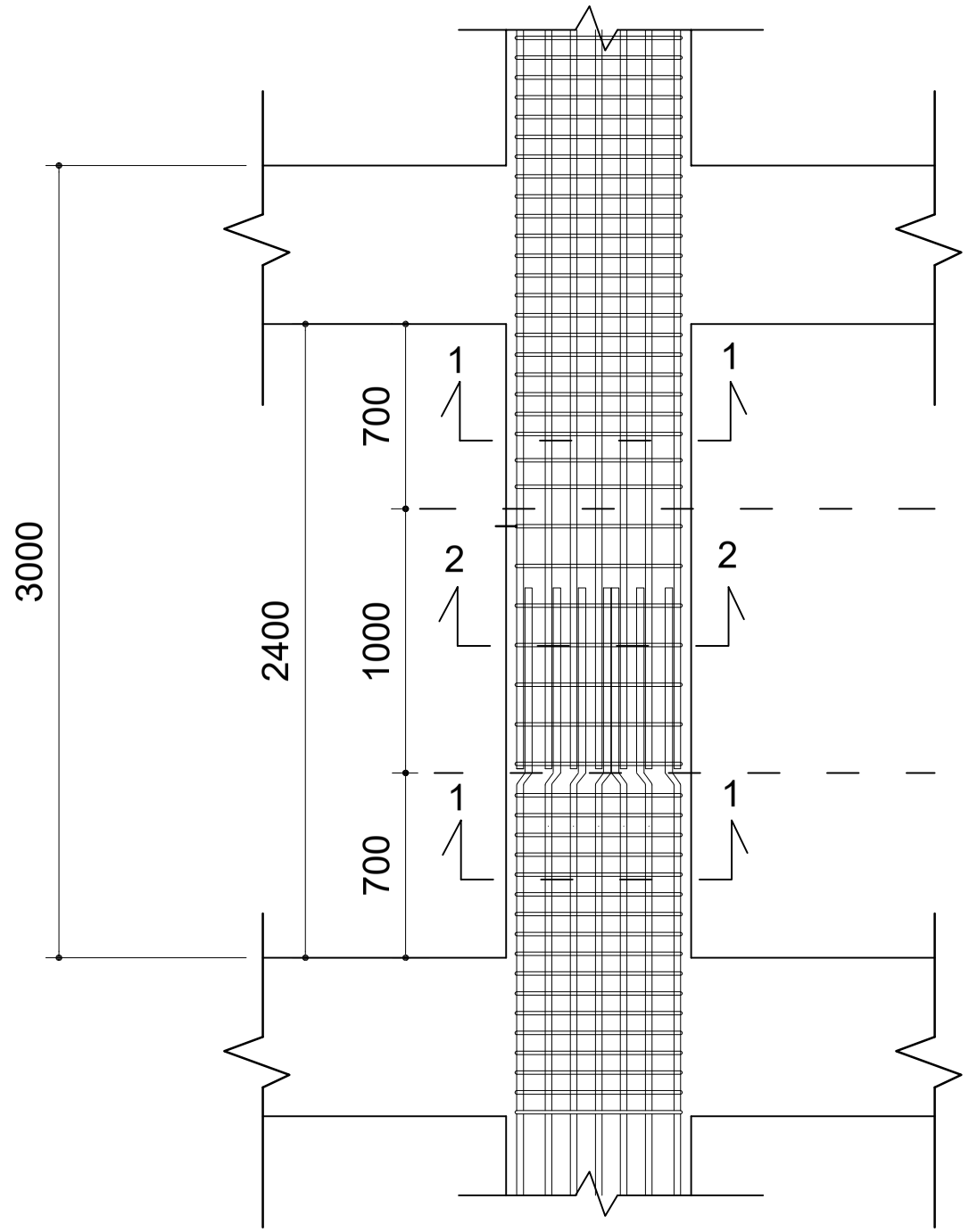


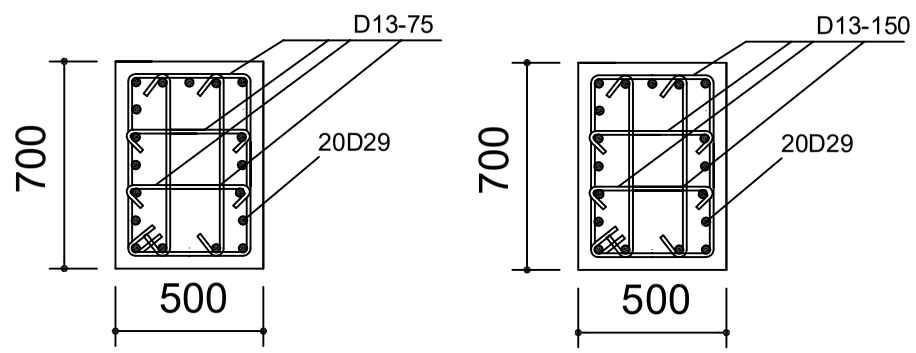


POT 1-1 POT 2-2

STUKTUR SISTEM GANDA

SKALA 1 : 25





POT 1-1 POT 2-2

STUKTUR RANGKA+TMD

SKALA 1 : 25

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS PENGGUNAAN PEREDAM PASIF TUNED MASS DAMPER PADA STRUKTUR GEDUNG GALERI CIUMBULEUIT YANG DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN KOLOM

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

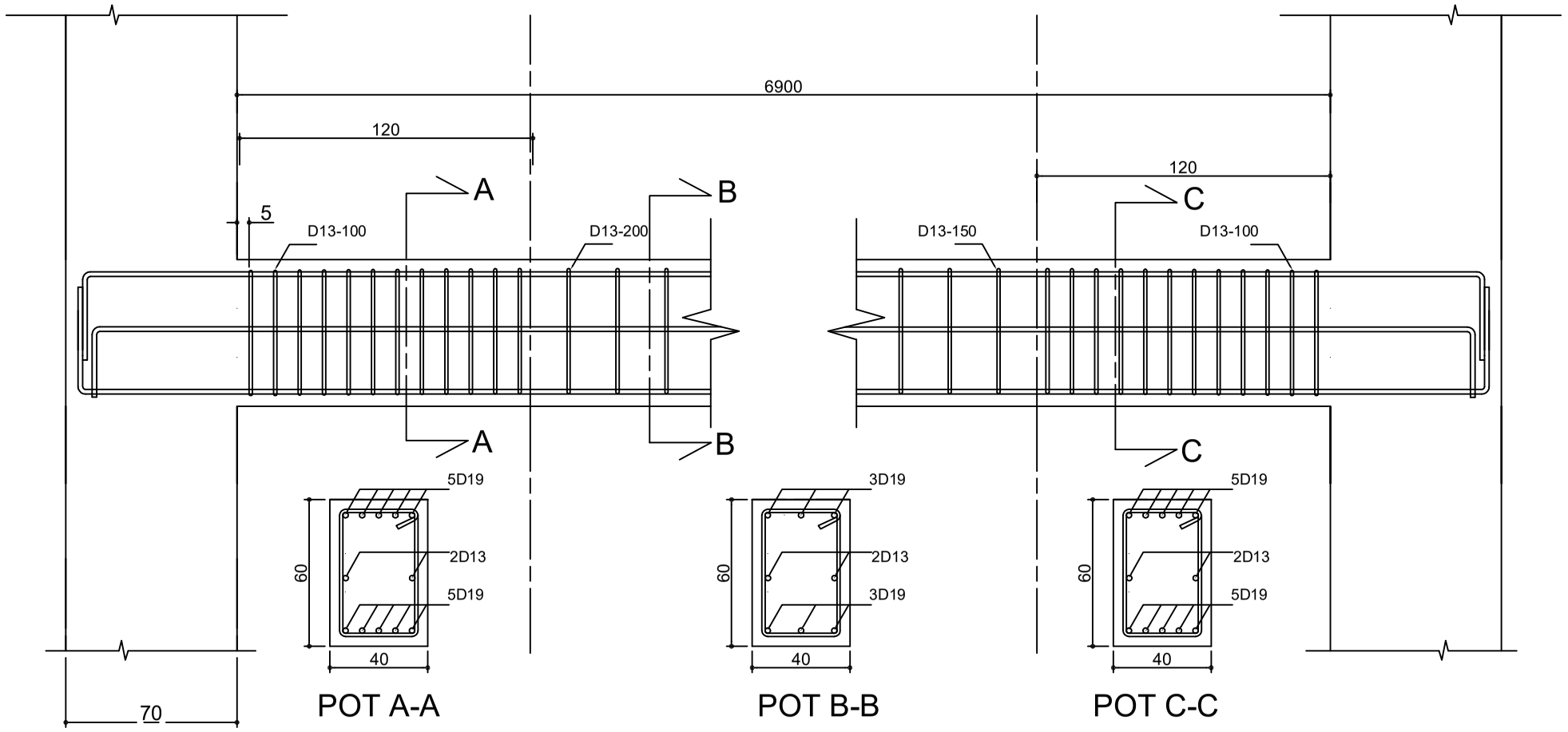
PEMBIMBING 2

Dr. Hidayat Soegihardjo M, MS

MAHASISWA/NRP :

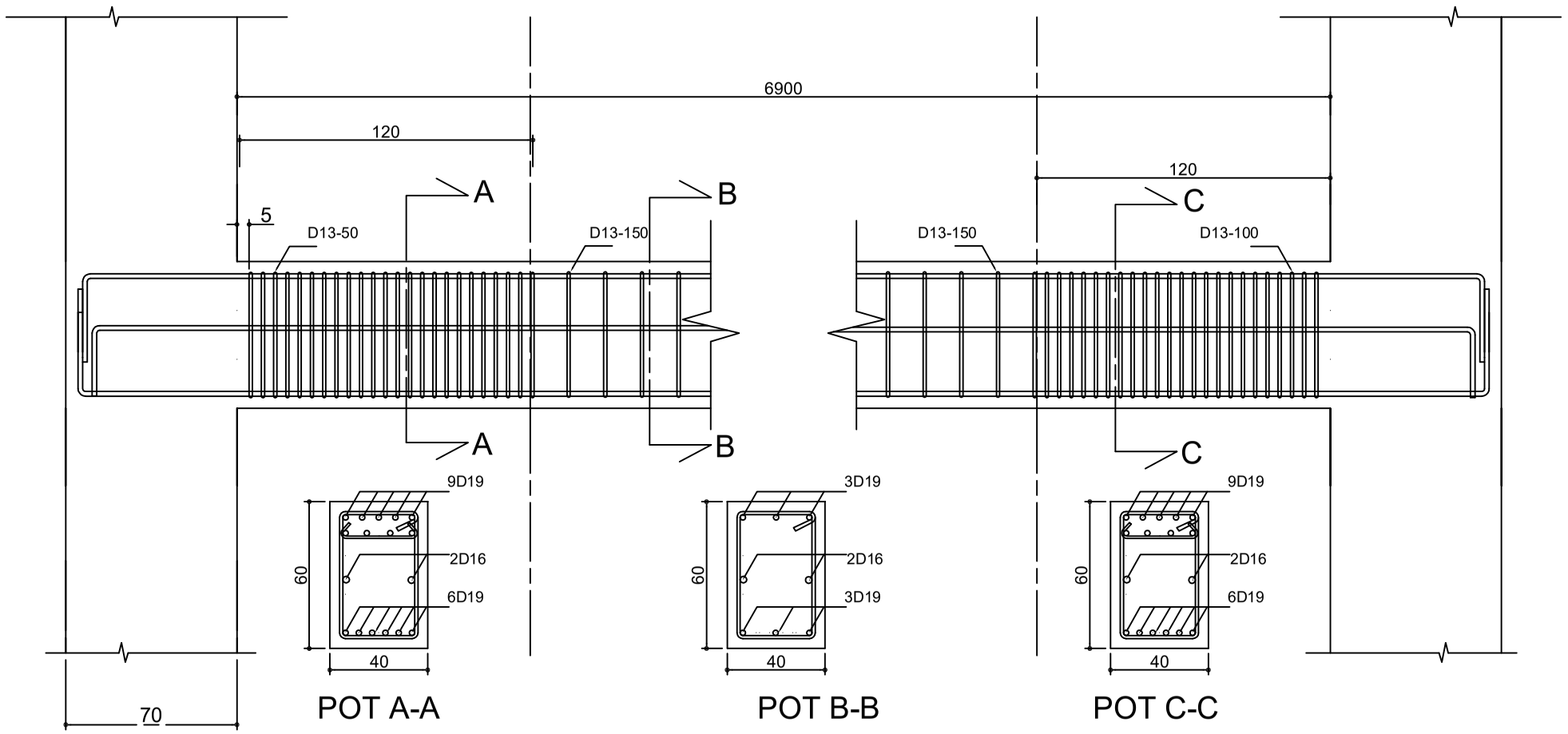
IKRA MUHAMMAD
03111645000024

NO GAMBAR	JML GAMBAR
12	



STRUKTUR
SISTEM GANDA

SKALA 1 : 25



STRUKTUR
RANGKA+TMD

SKALA 1 : 25

CATATAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER, SURABAYA
2018

JUDUL TUGAS AKHIR :

STUDI EFEKTIFITAS
PENGGUNAAN PEREDAM
PASIF TUNED MASS DAMPER
PADA STRUKTUR GEDUNG
GALERI CIUMBULEUIT YANG
DIKENAKAN GEMPA BESAR

JUDUL GAMBAR :

DETAIL PENULANGAN
BALOK B-1

DOSEN KONSULTASI :

PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

PEMBIMBING 2

Dr. Hidayat Soegihardjo M, M

MAHASISWA/NRP :

IKRA MUHAMMAD
03111645000024

NO GAMBAR	JML GAMBAR
13	

Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo. M., Ms
NAMA MAHASISWA	: IKRA MUHAMMAD
NRP	: 03111645000024
JUDUL TUGAS AKHIR	: Studi Efektifitas Penggunaan Peredam Tuned Mass Damper pada Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit yang Dikenakan Beban Gempa
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Februari 2018
NO. SP-MMTA	: 025576

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	09/03/2018	- Pemodelan struktur - kontrol pemodelan - Tinjau persyaratan eksentrisitas struktur (pusat massa dan rotasi)		
2.	23/03/2018	- Pemodelan struktur - kontrol pemodelan		
3.	03/04/2018	- Pemodelan struktur - Parameter - parameter TMD		
4.	13/04/2018	- Mengecek eksentrisitas struktur - Mengecek pengaruh TMD pada struktur	- memastikan rumus untuk menghitung kecepatan damping	

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	:
NAMA MAHASISWA	:
NRP	:
JUDUL TUGAS AKHIR	:
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	25/4/18	- Merubah pusat massa dengan rasio eksentrisitas pada mass sources		
6.	8/5/18	- Cek ~~lagi~~ lagi pengaruh TMD jika lokasi diubah - Balok kolektor pada shear wall - Faktor pembesaran dumpe → cek tabel-9		
7.	16/5/18	- Mengecek tulangan shear wall - mengecek balok couple - Pengaruh TMD terhadap lokasi penempatan - Cek simpangan atap → buatkan grafik		
8.	21/05/18	- mengecek perhitungan balok kopel - perpindahan struktur sesudah dan sebelum ada TMD - kesimpulan akhir		

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tavio, ST, MT. Ph.D
NAMA MAHASISWA	: IKRA MUHAMMAD
NRP	: 03111645000024
JUDUL TUGAS AKHIR	: Studi Efektivitas Penggunaan Peredam Tuned Mass Damper pada Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit yang Dikenakan Beban Gempa
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	13/03/2018	- Struktur Sekunder - Pembebanan gempa riwayat waktu : cek beberapa pasal pada peraturan SNI dan ASCE	- Tangga dimodelkan secara jepit. - Gunakan 7 buah catatan gempa untuk pembebanan - Memasukkan semua referensi tentang pembebanan	
2.	15/03/2018	- Pemodelan tangga - Hasil perhitungan struktur sekunder (pelat, tangga, dan balok anak)		
3.	21/03/2018	- Pemodelan struktur ~~primer~~ - kontrol struktur	- Cek lagi apakah proporsi dinding telah 75% dan struktur frame 75%	
4.	03/04/2018	- Pemodelan struktur - kontrol struktur	- Pastikan agar semua "mesh" pada dinding geser sejajar. - Cari pengaruh eksentrisitas.	
5.	11/04/2018	- Mengecek momen yang terjadi akibat 7 jenis pembebanan gempa	- Cek lagi peraturan rata-rata momen akibat pembebanan gempa riwayat waktu	

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	:
NAMA MAHASISWA	:
NRP	:
JUDUL TUGAS AKHIR	:
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	20/04/2018	- Mengecek perhitungan scalling ground motion - koreksi pusat massa menggunakan opsi pada mass source - Pastikan persamaan untuk menentukan parameter TMD telah benar		
7.	24/04/18	- Mengecek gaya-gaya dalam setelah pusat massa diubah -		
8.	9/05/18	- Pengecekan dinding geser : • Balok couple • Balok kolektor } blm dihitung - Bandingkan SP Column dan hasil diagram interaksi secara biaxial.		
9.	18/05/18	- Hitung Couple beam menggunakan tulangan Diagonal sebagai studi		
10.	21/05/18	- Cek Ø baja untuk Couple Beam		

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Senin** tanggal **23 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111645000024	Ikra Muhammad	Studi Efektifitas Penggunaan Peredam Tuned Mass Damper Pada Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit Yang Dikenakan Beban Gempa

Dengan Hasil :

- ☐ Lulus Tanpa Perbaikan
- ☑ Lulus Dengan Perbaikan
- ☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
- ☐ Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
— Ubah tulisan gambar detail TMD + Vicous damper dll.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	.....
~~Ir. Faimun, MSc. PhD~~ DJOKO IRAWAN	.....

Surabaya, 23 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua)

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp : 031-5946094, Fax : 031-5947284
http://ce.its.ac.id, email: ce@its.ac.id

SURAT PERJANJIAN MULAI MENGERJAKAN TUGAS AKHIR (SP-MMTA)

Nomor : 025576 /IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2018

Berdasarkan hasil ujian seminar Proposal Tugas Akhir periode Januari 2018 Semester Gasal 2017/2018, dan setelah menyerahkan perbaikan Proposal Tugas Akhirnya, maka mahasiswa yang tercantum di bawah ini :

Nama	:	*Ikra Muhammad*
NRP	:	*03111645000024*
Judul Tugas Akhir	:	***Studi Efektifitas Penggunaan Peredam Tuned Mass Damper pada Struktur Gedung Galeri Ciumbuleuit yang Dikenakan Beban Gempa***
Pembimbing Tugas Akhir	:	***Prof. Tavio, ST.MT.PhD*** ***Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS***
Tgl. Ujian Proposal TA	:	***2 Februari 2018***
Tgl. Penyerahan Revisi Proposal TA	:	***14 Februari 2018***
Nilai	:	***82***

dinyatakan dapat memulai mengerjakan Tugas Akhirnya di bawah bimbingan Dosen yang telah ditetapkan.

Proses pembimbingan berlaku maksimal selama satu semester, terhitung mulai tanggal **19 Februari 2018** sampai dengan tanggal **20 Agustus 2018** (buku Tugas Akhir sudah masuk).

Apabila Tugas Akhir tersebut tidak dapat diselesaikan dalam waktu yang telah ditentukan, maka :

a. Bila kemajuan penyusunan Tugas Akhir telah mencapai ≥ 75% akan diberikan perpanjangan waktu satu semester.
b. Bila kemajuan penyusunan Tugas Akhir telah mencapai < 75%, diharuskan membuat Proposal Tugas Akhir dengan judul yang baru dan dipresentasikan di depan Team Dosen Penguji.

Demikian Surat Perjanjian ini dibuat untuk dipergunakan sebagai syarat proses pengerjaan Tugas Akhir.

Surabaya, 05 APR 2018

Menyetujui :
Mahasiswa,

Ikra Muhammad
NRP 03111645000024

Mengesahkan :
Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil,

Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. M.Sc
NIP. 197212021998021001

Menyetujui :
Dosen Pembimbing I

Prof. Tavio, ST.MT.PhD
NIP 197003271997021001

Menyetujui :
Dosen Pembimbing II

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS
NIP 195503251980031004

BIODATA PENULIS

Ikra Muhammad,
Penulis dilahirkan di Tasikmalaya 9 Juli 1994, merupakan anak kedua dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 5 Cibadak (Sukabumi), SMPIT Al-Ummah (Sukabumi), SMA Negeri 1 Cibadak (Sukabumi), dan Politeknik Negeri Bandung untuk pendidikan diploma dengan konsentrasi konstruksi gedung. Studi S1 Penulis lanjutkan segera setelah menyelesaikan diploma. Dengan konsentrasi bidang yang sama, yaitu stuktur gedung beton bertulang, penulis menyelesaikan pendidikan sarjana pada tahun 2018.

Email : muhammadikra24@gmail.com
HP : +62 812 1961 8277